



UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté de génie
Département de génie civil

EFFETS DES RECOUVREMENTS DE POLYMÈRES RENFORCÉS DE FIBRES SUR LE COMPORTEMENT DES PILES DE PONTS SOUMISES À DES CHARGES D'IMPACT

Mémoire de maîtrise
Spécialité : génie civil

Composition du jury :
Nathalie ROY (Directrice)
Charles-Philippe LAMARCHE (Rapporteur)
Najib BOUAANANI (Membre du jury)
Emmanuel FERRIER (Membre du jury)

Charles PLANTE

Résumé

La circulation routière toujours croissante est à l'origine d'un nombre grandissant de collisions entre les véhicules et les piliers de ponts. Pourtant, les impacts causés par les camions sur les ponts ont fait état de très peu d'études et les normes de dimensionnement comportent donc de nombreuses lacunes à leur égard. Des solutions visant à prévenir et réparer les dommages causés par ces charges d'impact sont actuellement à l'étude dont le confinement des piles par des polymères renforcés de fibres (PRF). L'objectif de ce projet est de déterminer les effets d'un tel recouvrement sur le comportement des piles de ponts lorsqu'elles sont préalablement soumises à des charges d'impact. L'effet doit être déterminé tant sur la capacité de la pile que sur sa détérioration à long terme. Afin d'atteindre cet objectif, des essais dynamiques sont effectués, en laboratoire, sur des piles avec et sans recouvrement de PRF. Ces résultats expérimentaux permettent de créer un modèle d'éléments finis à l'aide du logiciel LS-Dyna. Grâce à ce modèle, les avantages et inconvénients d'utiliser le recouvrement de PRF sont évalués. La méthode par sous-structure est utilisée afin d'analyser les effets sur l'ensemble du pont et non seulement sur la pile elle-même. Il faut s'attendre à obtenir de nombreux avantages sur le comportement des piles à suite de la pose d'un recouvrement de PRF. Toutefois, il est difficile de prévoir si ces avantages sont suffisants pour justifier le coût de construction engendré. Ce projet est donc hautement pertinent afin de quantifier les bienfaits d'une solution possible à une cause majeure d'effondrement des ponts. À plus grande échelle, cette recherche contribuera à perfectionner la norme canadienne de calculs des ponts routiers [9].

Mots-clés : béton armé, confinement, impact, piles, polymères renforcés de fibres, ponts

Table des matières

Liste des figures	v
Liste des tableaux	vii
1 Introduction	1
1.1 Contexte global du projet	1
1.2 Problématique	2
1.3 Question de recherche	3
1.4 Objectifs de recherche	3
1.5 Plan du document	4
2 Revue de la littérature	5
2.1 Dynamique des structures	5
2.2 Charges d'impact	7
2.3 Représentation de charge d'impact en laboratoire	19
2.4 Analyse numérique	20
2.5 Béton recouvert de polymères renforcés de fibres	28
2.6 Conclusion sur le chapitre	34
3 Essais expérimentaux	37
3.1 Nomenclature	37
3.2 Description des spécimens d'essai	38
3.3 Matériaux	39
3.4 Montage expérimental	45
3.5 Superstructure	46
3.6 Instrumentation	47
3.7 Courbes de chargement	49
4 Modèles numériques	55
4.1 Loi de similitude de Cauchy	55
4.2 Modélisation du béton	55
4.3 Modélisation du recouvrement en PRF	57
4.4 Modélisation des barres d'armature en acier	62
4.5 Relaxation dynamique	62
4.6 Surfaces de contacts	63
4.7 Modélisation de la superstructure	66
5 Présentation des résultats	69
5.1 Traitement des données	69
5.2 Essai B4-SR-80	71
5.3 Essais B4-PRF	73
5.4 Essais B6-PRF	75
5.5 Confinement	76
5.6 Dissipation d'énergie	78
5.7 Rotules plastiques	78
6 Validation du modèle numérique	81
6.1 Modèle LS-Dyna servant de référence	81

6.2	Comportement structural global	82
6.3	Comportement structural local	85
6.4	Conclusion sur le chapitre	87
7	Analyse paramétrique	89
7.1	Nature de l'analyse paramétrique	89
7.2	Résultats de l'analyse paramétrique	90
7.3	Déformation du béton et états limites	91
7.4	Dissipation d'énergie	96
7.5	Contrainte de confinement	97
8	Conclusion	99
8.1	Retour sur les objectifs de recherche et les principaux résultats	99
8.2	Recommandations pour les travaux futurs	100
A	Plans de construction	103
	Bibliographie	119

Liste des figures

1.1	État de la passerelle après l'impact [50]	2
1.2	Impacts entre véhicule routier et pile de pont	2
2.1	Comparaison entre une force statique et une force dynamique [32]	5
2.2	Réponse dynamique à une impulsion triangulaire [32]	6
2.3	Influence du diamètre d'une colonne sur la force d'impact qu'elle subit [5]	8
2.4	Influence de la vitesse sur la force d'impact produite sur la colonne [5]	10
2.5	Répartition de l'intensité de l'impact en fonction de la hauteur de l'impact sur la colonne [5]	11
2.6	Charge statique équivalente obtenue pour le camion Ford [17]	12
2.7	Charge statique équivalente obtenue pour le camion Chevy [17]	13
2.8	Intensité de la charge d'impact dans le temps [17]	13
2.9	Méthode SBIA [19]	15
2.10	Collision barge-pilier sous forme d'un système à 2 DDLs [18]	17
2.11	Systèmes à un seul DDL pour la barge et le pilier [18]	18
2.12	Représentation d'une charge d'impact barge-pilier [18]	18
2.13	Comparaison entre les modèles de Cowan et Fan-Yuan [18]	19
2.14	Origine de l'effet d'Hourglass [32]	21
2.15	Comparaison des essais de compression triaxiale [49]	24
2.16	Comparaison des bétons soumis à un impact [49]	24
2.17	Trois points définissant la courbe en compression [15]	27
2.18	Capacité en compression du béton avec PRF [8]	29
2.19	Effet de l'augmentation du nombre de couches de PRF [21]	29
2.20	Modèle contrainte-déformation de dimensionnement de Lam et Teng [25]	31
2.21	Comparaison des modèles contrainte-déformation [45]	32
2.22	Comparaison de la performance d'une colonne avec et sans PRF [15]	33
3.1	Pile B4	38
3.2	Pile B4 après réhabilitation	39
3.3	Augmentation de la résistance à la compression avec le taux de chargement [40]	42
3.4	Essais de traction quasi-statique des barres Ø 6,35 mm [40]	43
3.5	Modèle Cowper Symonds [40]	45
3.6	Montage expérimental : a) Sommet du fût Ouest b) Sommet du fût Est c) Base du fût Ouest d) Base du fût Est e) Perspective Sud-Ouest du montage f) Perspective Sud-Est du montage g) Vue en élévation de la face Sud du montage	47
3.7	Montage expérimental [40]	47
3.8	Schéma de la superstructure	48
3.9	Instrumentation externe	49
3.10	Instrumentation interne de la pile B6	50
3.11	Instrumentation du recouvrement en PRF	51
3.12	Force d'impact produite par un semi-remorque de 356 kN à 80 km/h [7]	51
3.13	Déplacement de la pile B4 lorsqu'elle est soumise à la charge d'impact	52
3.14	Déplacement de la pile B4 lorsqu'elle est soumise à la charge d'impact	53
3.15	Déplacement de la pile B6 lorsqu'elle est soumise à la charge d'impact	53
4.1	Facteur d'amplification dynamique de la résistance du béton selon le taux de chargement	57
4.2	Modélisation du recouvrement en PRF	58

4.3	Comportement du matériau Mat_003 [20]	59
4.4	Détermination du point de contact	65
4.5	Répartition de la contrainte dans le segment maître	65
4.6	Modélisation de la superstructure	67
5.1	Comparaison entre l'accélération obtenue par l'accéléromètre et par double intégration du déplacement du vérin	70
5.2	Courbe hystérétique avec et sans les forces d'inertie de l'essai B4-SR-80	72
5.3	Relevé de dommage de la pile B4-SR-80	72
5.4	Endommagement du béton des fûts du spécimen B4-SR-80 : a) sommet Ouest du fût P1 ; b) sommet Est du fût P1 ; c) sommet Ouest du fût P2 ; d) sommet Est du fût P2 ; e) base Ouest du fût P1 ; f) base Est du fût P1 ; g) base Ouest du fût P2 ; h) base Est du fût P2	73
5.5	Courbes hystérétiques des piles B6-SR et B4-SR soumises à une charge d'impact	74
5.6	Courbes hystérétiques des piles réhabilitées : a) B4 ; b) B6	74
5.7	Courbes hystérétiques des piles réhabilitées pour différentes intensités d'impact : a) B4 ; b) B6	75
5.8	Comparaison des courbes d'hystérésis obtenues pour B6-PRF après réhabilitation avec celles prévues numériquement sans réhabilitation	76
5.9	Contrainte de confinement mesurée expérimentalement au bas du fût P2 de : a) B4 ; b) B6	77
5.10	Dissipation d'énergie pour les spécimens : a) B4 ; b) B6	78
6.1	Importance de considérer l'endommagement pour les essais a) B4-PRF-80 et b) B6-PRF-90	82
6.2	Courbes d'hystérésis pour les spécimens sans recouvrement de PRF : a) B4-SR-80 ; b) B6-SR-90	83
6.3	Courbes d'hystérésis incluant tous les essais : a) B4-SR-80, B4-PRF-80, B4-PRF-100, B4-PRF-120 ; b) B6-SR-90, B6-PRF-90, B6-PRF-100, B6-PRF-120 .	84
6.4	Énergie d'Hourglass pour le spécimen B4-PRF-80	85
6.5	Endommagement prédit numériquement	86
6.6	Comparaison des résultats ponctuels sur le spécimen B4-PRF-80 pour en a) la déformation de l'acier mesurée à la jauge J25, en b) la déformation du béton mesurée à la jauge J27, en c) la rotation au bas du fût P1 et en d) la contrainte de confinement au bas du fût P1	87
7.1	Courbes de chargement utilisées pour l'analyse paramétrique	90
7.2	Comportement aux états limites des essais avec chargement d'impact d'un semi-remorque ayant une cargaison déformable (SRD)	93
7.3	Comportement aux états limites des essais avec chargement d'impact d'un semi-remorque ayant une cargaison rigide (SRR)	94
7.4	Comportement aux états limites des essais avec chargement d'impact d'un camion à benne basculante (CBB)	95
7.5	Énergie dissipée par les différents modèles	96
7.6	Contrainte de confinement atteinte à la base des fûts	98

Liste des tableaux

2.1	Résumé de l'influence des paramètres de l'impact sur l'intensité de la force . . .	10
2.2	Évaluation de la charge statique équivalente [17]	12
2.3	Paramètres du modèle de Karagozian & Case [15]	26
2.4	Séquence d'endommagement [23]	35
2.5	Définition des états limites de poteaux confinés par du PRF [23]	35
3.1	Composition du mélange de béton pour les fûts et le chevêtre	41
3.2	Propriétés des mélanges de béton	41
3.3	Résistance à la compression du béton soumis à des essais de caractérisation dynamiques [40]	41
3.4	Propriétés du <i>SikaWrap® Hex 103C</i>	44
3.5	Propriétés statiques des barres d'armature [40]	44
3.6	Propriétés dynamiques des barres d'armature [40]	44
3.7	Propriétés de la superstructure	48
4.1	Facteurs de la loi de similitude de Cauchy [1]	56
4.2	Propriétés de matériau pour le PRF	59
4.3	Propriétés de section pour le PRF	62
5.1	Contraintes de confinement atteintes lors des essais expérimentaux	77
5.2	Énergie dissipée par les piles lors des essais expérimentaux	79
5.3	Formation de rotules plastiques lors des essais expérimentaux	79
6.1	Énergie dissipée par les spécimens	84
7.1	Paramètres des différents chargements	91
7.2	Énergie dissipée et déformation du béton	92

Liste des symboles

a	Accélération
A	Aire
a_m	Surface maximale dans le modèle de Karagozian & Case
a_r	Surface résiduelle dans le modèle de Karagozian & Case
a_y	Surface de résistance dans le modèle de Karagozian & Case
b_1	Adoucissement en compression dans le modèle de Karagozian & Case
b_2	Adoucissement en traction dans le modèle de Karagozian & Case
b_3	Adoucissement en expansion volumétrique dans le modèle de Karagozian & Case
C	Matrice d'amortissement
C_N	Facteur de Cauchy
$\{D\}$	Vecteur des déplacements
DIF	Ratio de la résistance dynamique sur la résistance statique du béton
E	Module d'élasticité
f	Fréquence
$\{f\}$	Vecteur des forces internes
F	Force
f_c	Résistance statique à la compression
f_t	Résistance à la traction
f_y	Résistance dynamique à la traction
f_{ys}	Résistance statique à la traction
f'_c	Résistance à la compression ou module d'élasticité dans le modèle de Karagozian & Case
f'_{cc}	Résistance ultime d'un béton confiné par PRF
f'_{co}	Résistance à la compression d'un béton non confiné
f'_{cu}	Résistance ultime d'un béton non confiné
G	Module de cisaillement
H_i	Force d'un cycle
H'_{max}	Force maximale
I_w	Indice d'endommagement
K	Matrice de rigidité
$[K]$	Matrice de rigidité
L	Longueur
M	Matrice de masse ou moment fléchissant
p	Contrainte de confinement
$\{P\}$	Vecteur des forces externes
P	Contrainte principale dans un essai de compression triaxiale
r	Rayon
t	Temps ou épaisseur

v	Vitesse
V	Volume
$p(t)$	Force appliquée
$u(t)$	Vecteur du déplacement d'un système
$\dot{u}(t)$	Vecteur de la vitesse d'un système
$\ddot{u}(t)$	Vecteur de l'accélération d'un système
Δ_i	Déplacement d'un cycle
Δ_r	Erreur relative
Δ_{yI}	Déplacement maximal
$\Delta\sigma$	Variation de la résistance
ϵ	Déformation
$\dot{\epsilon}$	Taux de déformation dynamique
$\dot{\epsilon}_s$	Taux de déformation quasi-statique
ϵ_{co}	Déformation ultime du béton non confiné
ϵ_{cu}	Déformation ultime d'un béton confiné par PRF
ϵ_f	Déformation à la rupture d'un échantillon de PRF seul
ϵ_{ju}	Déformation à la rupture du PRF
η_1	Paramètre d'endommagement dans le modèle de Karagozian & Case
κ_ϵ	Coefficient d'efficacité du PRF
λ_1	Paramètre d'endommagement dans le modèle de Karagozian & Case
ν	Coefficient de poisson
ρ	Masse volumique
ρ_K	Ratio des confinements
ρ_ϵ	Ratio des déformations
σ	Contrainte
σ_N	Contrainte axiale
σ_{RN}	Résistance axiale
σ_S	Contrainte de cisaillement
σ_{RS}	Résistance au cisaillement
ω	Facteur de dilatation en cisaillement

Liste des abréviations

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
B4	Pile dotée de 4 barres d'armature verticale, c'est-à-dire 0,6% de sa section brute
B6	Pile dotée de 6 barres d'armature verticale, c'est-à-dire 0,9% de sa section brute
SR	Pile sans recouvrement de PRF
SRD	Pile soumise au chargement décrit au tableau 7.1
SRR	Pile soumise au chargement décrit au tableau 7.1
CBB	Pile soumise au chargement décrit au tableau 7.1
CNBC	Code National du Bâtiment - Canada
CQC	Méthode de combinaison quadratique complète
CSA	<i>Canadian Standards Association</i>
DDL	Degré de liberté
DIF	Ratio de la résistance dynamique sur la résistance statique du béton
DMF	Facteur d'amplification dynamique
P1	Fût le plus près du vérin hydraulique sur les spécimens expérimentaux
P2	Fût le plus éloignée du vérin hydraulique sur les spécimens expérimentaux
PRF	Polymère renforcé de fibres
PRFC	Polymère renforcé de fibres de carbone
SBIA	Static bracketed impact analysis
SRSS	Méthode de combinaison quadratique
TTI	<i>Texas A&M Transportation Institute</i>

Chapitre 1

Introduction

1.1 CONTEXTE GLOBAL DU PROJET

Les accidents sur les réseaux routiers sont fréquents et peuvent créer divers niveaux de conséquences. Parmi ces répercussions, celles qui impliquent l'endommagement ou la ruine totale d'une structure ont trait au génie civil. C'est, entre autres, le cas lorsque la structure en question est un pont ou un viaduc. Une telle structure qui subit des dommages peut mettre en danger la vie des usagers des réseaux routiers en plus de causer de graves problèmes de circulation. La gravité des dommages dépend de l'état d'endommagement de la structure ainsi que de l'importance de l'artère du réseau routier touchée.

De nombreux événements peuvent mener à l'endommagement d'un viaduc. Il est souvent difficile de diminuer la possibilité d'occurrence de ces événements. Toutefois, ce sont les dégâts occasionnés par ceux-ci qui pourraient être réduits. Parmi les divers incidents pouvant mener à un tel endommagement, les impacts entre un véhicule et un pilier de pont occupent une part importante. En effet, aux États-Unis, de 1989 à 2000, 11,73% des défaillances de ponts sont dues à des charges d'impact. Ces charges constituent donc la 2e plus grande cause de défaillances de ponts après les problèmes hydrauliques tels que les inondations [47].

D'ailleurs, le problème est également d'actualité au Québec. Une passerelle s'est effondré à Longueuil le 10 février 2015 à la suite d'une collision entre un camion et le tablier du pont en question [50]. La figure 1.1 illustre cet événement. Une multitude d'événements semblables sont survenus au Québec au cours des dernières années. Cela démontre toute la pertinence de ce sujet de recherche dans le contexte actuel.

Ainsi, il est dans l'intérêt du public d'améliorer la capacité des ponts à résister aux charges d'impact. Cependant, peu d'études sont, actuellement, disponibles quant aux charges d'impact sur les ponts et leurs effets sont peu connus. Les normes de dimensionnement sont d'ailleurs peu développées à leur sujet [30] [9].



Figure 1.1 – État de la passerelle après l’impact [50]

Les collisions entre les véhicules routiers et les piles de viaducs ont causé plus de défaillances que les collisions entre les bateaux et les piles de ponts au cours des années 1989 à 2000 aux États-Unis [47]. De ce fait, ce sont les collisions routières entre les véhicules et les piles de viaducs qui sont traitées au cours de ce projet de maîtrise. Les illustrations présentées à la figure 1.2 démontrent la gravité potentielle d’un tel événement.



Figure 1.2 – Impacts entre véhicule routier et pile de pont

Tandis que les recherches sur la réponse dynamique des ouvrages aux charges d’impact en sont encore au stade embryonnaire, les gouvernements s’intéressent à trouver des solutions pouvant soit réparer les dommages causés par les charges d’impact ou réhabiliter, de manière préventive, des structures construites selon des normes de conception désuètes. Une de ces solutions pourrait être le recouvrement des piles de ponts par des PRF. En effet, ceux-ci sont déjà utilisés pour la mise aux normes sismiques des piles de pont.

1.2 PROBLÉMATIQUE

En raison des statistiques préoccupantes mentionnées précédemment quant à l’importance des charges d’impacts dans les défaillances de ponts, il est primordial que des solutions soient analysées. L’idée de recouvrir les piles de ponts par des polymères renforcés de fibres semble logique. En effet, cette solution a fait ses preuves quant à l’amélioration

de la capacité statique et quasi-statique des piles. Cependant, il est maintenant question de charges d'impacts, c'est-à-dire de charges dynamiques qui agissent de manière complètement différente sur la structure. Le comportement du béton recouvert de PRF soumis à des charges dynamiques est moins bien connu. C'est pour cette raison que des recherches doivent être effectuées afin de valider l'efficacité de l'utilisation de béton recouvert de PRF dans le contexte de charge d'impact.

De plus, des solutions sont analysées alors que le problème lui-même n'est pas encore totalement défini. En effet, les recherches portant sur le comportement des piles, sans confinement, affectées par les charges d'impacts ne sont guère terminées. Cela cause problème dans la recherche de solutions. Il est difficile de réaliser des études comparatives entre le comportement des piles avec et sans PRF si l'état de l'art ne permet pas de réaliser des analyses dynamiques précises sur ces piles prises individuellement. C'est d'ailleurs pourquoi, à l'Université de Sherbrooke, d'autres projets de recherche réalisés en parallèle à celui-ci portent sur la réponse dynamique des piles aux charges d'impact.

1.3 QUESTION DE RECHERCHE

Le projet de recherche vise à déterminer la validité d'une solution proposée pour réduire les conséquences des charges d'impact sur les piliers de ponts. Pour que cette solution soit utile, elle doit non seulement améliorer la capacité des piles à résister aux charges dynamiques que sont les charges d'impact, mais également procurer une amélioration suffisamment importante pour justifier le choix de cette mesure de réhabilitation plutôt qu'une autre. La question de recherche qui en découle peut donc être formulée ainsi : est-ce que la réhabilitation des piles en béton par recouvrement de PRF permettrait de procurer une résistance aux charges d'impact de manière suffisamment importante pour justifier son utilisation ?

1.4 OBJECTIFS DE RECHERCHE

Grâce à la revue de l'état de l'art présentée au chapitre 2, il sera noté que les recherches sur les charges d'impact en sont encore au stade embryonnaire. Dans un contexte où les collisions entre les véhicules et les piles de ponts sont de plus en plus fréquentes, des solutions doivent être proposées afin de protéger les usagers de la route.

De ce fait, l'objectif général qui découle de la question de recherche précédemment posée est de déterminer l'effet d'une réhabilitation par recouvrement en PRF sur le comportement des piles en béton armé sous charge d'impact.

De manière plus spécifique, ce projet de recherche a pour premier objectif de déterminer l'effet du recouvrement en PRF des piles sur leur résistance à une charge d'impact. Pour ce faire, une étude comparative entre des piles non confinées et confinées par du PRF, dans le cadre d'une réhabilitation, se doit d'être dressée.

Également, ce projet a pour objectif de créer un modèle numérique permettant de reproduire le comportement d'une pile recouverte de PRF sous charge d'impact. Cet objectif inclut la réalisation d'un modèle expérimental permettant de valider les résultats numériques.

Finalement, le dernier objectif de ce projet de recherche est de produire une analyse paramétrique permettant de comparer l'importance de différents facteurs. Il sera question du nombre de barres verticales dans les fûts, du nombre de couches de PRF ainsi que du chargement d'impact appliqué.

1.5 PLAN DU DOCUMENT

Afin d'atteindre les objectifs susmentionnés, l'état de l'art, contenant les notions théoriques nécessaires à la réalisation de ce projet de recherche, est détaillé au chapitre 2. Le chapitre 3 explique, quant à lui, les essais expérimentaux réalisés au cours de ce projet tandis que le chapitre 4 détaille la structuration des modèles numériques dans LS-Dyna. Ensuite, les résultats expérimentaux pertinents obtenus au cours du projet sont présentés au chapitre 5. Puis, le chapitre 6 sert de validation du modèle numérique. Finalement, le chapitre 7 dresse l'analyse des résultats obtenus lors de l'étude paramétrique.

Chapitre 2

Revue de la littérature

Au cours du présent chapitre, l'ensemble des notions théoriques nécessaires à la réalisation et la compréhension de ce projet de maîtrise sont détaillées. Ainsi, il sera d'abord question de la dynamique des structures et de la définition des charges d'impact avant d'aborder la représentation d'une charge d'impact en laboratoire. Ensuite, les analyses numériques dans LS-Dyna sont détaillées et le chapitre se termine sur le béton recouvert de polymères renforcés de fibres.

2.1 DYNAMIQUE DES STRUCTURES

La dynamique des structures constitue le sujet de nombreuses recherches en génie civil au cours des dernières décennies. En effet, les tremblements de terre ont incité les ingénieurs à déterminer la manière dont les structures réagissent à des charges dynamiques. Toutefois, les charges d'impact diffèrent des charges sismiques et entraînent donc un comportement différent.

La différence principale qui résulte de l'application d'une charge dynamique versus une charge statique est la présence de forces d'inertie qui viennent résister au déplacement provoqué par l'application de la charge [32]. La figure 2.1 présente en a) le diagramme de moment fléchissant produit par une force statique et en b) le diagramme de moment fléchissant produit par une force dynamique.

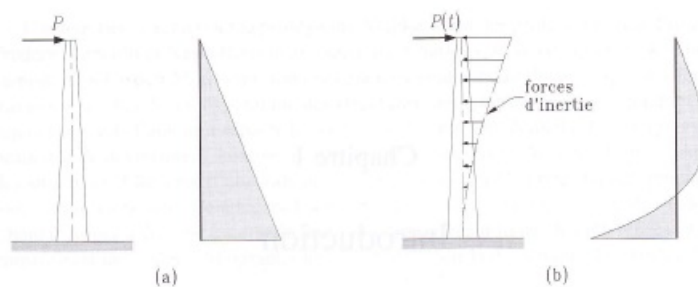


Figure 2.1 – Comparaison entre une force statique et une force dynamique [32]

Afin de considérer l'effet dynamique d'une charge, il est nécessaire d'utiliser l'équation 2.1 soit l'équation du mouvement [32]. Celle-ci relie la force $p(t)$ à la masse M , l'amortissement C , la rigidité K , l'accélération $\ddot{u}(t)$, la vitesse $\dot{u}(t)$ et le déplacement $u(t)$.

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = p(t) \quad (2.1)$$

Les forces d'inertie et la rigidité de la structure contribuent à augmenter la déformation et les efforts dans les piles. Cependant, elles ne peuvent être prises en compte que par une étude dynamique [11].

Par rapport à une charge sismique, la charge d'impact est appliquée sur une durée beaucoup plus courte. En réponse à un tel choc, le déplacement maximum d'une structure est atteint très rapidement et l'amortissement de la structure n'a donc pas le temps d'agir. De ce fait, cet amortissement n'est pas en mesure de réduire la réponse maximale du système. Ce n'est qu'après que ce maximum ait été atteint que l'amortissement commence à réduire l'amplitude du mouvement [32].

Les réponses dynamiques à plusieurs types de chocs plus standards qu'un impact entre un véhicule et une pile de pont sont déjà connues. Par exemple, une impulsion triangulaire qui est une simplification d'une charge provoquée par une explosion produit la réponse illustrée à la figure 2.2 pour un système sans amortissement. L'axe des ordonnées présente le déplacement en fonction du temps sur la charge initiale divisée par la rigidité. Le déplacement maximal est obtenu lors de la première oscillation et la réponse devient harmonique une fois que l'application de la charge est terminée.

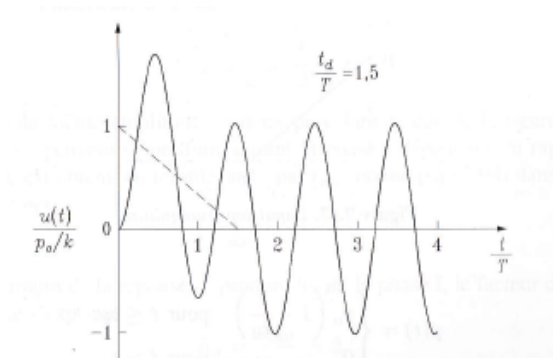


Figure 2.2 – Réponse dynamique à une impulsion triangulaire [32]

2.1.1 Analyse dynamique des charges d'impact

Pour ce qui est de la dynamique des structures en réponse aux charges d'impact, Hendrix [22] a produit une thèse de maîtrise sur les techniques d'analyse dynamique de la réponse d'un pilier de pont lors d'une collision avec une barge. Ces conclusions confirment que la norme AASHTO est soit trop conservatrice ou non conservatrice dans certains cas et qu'une analyse dynamique est donc beaucoup plus représentative.

À partir de cette étude, un modèle numérique a été créé par Consolazio et Cowan [13] permettant de prédire le comportement dynamique d'un pilier de pont sous l'impact d'une barge.

Les modèles numériques des charges d'impact en sont donc à leurs débuts, mais des conclusions peuvent déjà en être tirées. Le comportement du pont dépend des caractéristiques de la charge d'impact et de celles de la pile. Dans le cas où le temps d'application de la charge est similaire à la période naturelle de vibration de la structure, alors il est probable que l'analyse dynamique révèle une réponse plus forte de la structure que si une charge statique de même intensité est utilisée. Cependant, si la durée d'application est plus courte que cette période, alors une charge statique serait trop conservatrice [11].

2.2 CHARGES D'IMPACT

Les charges d'impacts font partie des charges extrêmes comme c'est le cas pour les charges de séismes. Ce sont des charges qui se produisent rarement, mais qui doivent être prises en compte lors du dimensionnement afin d'éviter un endommagement dans le cas où elles surviendraient. Les charges d'impact sont moins bien connues que les charges sismiques qui sont le sujet de nombreuses recherches depuis plusieurs années. Elles sont des charges d'une intensité élevée et d'une durée presque instantanée.

2.2.1 Normes de dimensionnement

Actuellement, la plupart des normes de dimensionnement sont incomplètes pour considérer de manière précise les effets des charges d'impact puisqu'elles les considèrent de manière statique exclusivement. En effet, une charge statique équivalente est proposée comme c'est le cas pour la charge sismique ainsi que la charge de vent. Cependant, dans le cas des charges sismiques et de vent, l'analyse dynamique est également proposée pour les cas plus complexes [10]. Pour sa part, la charge d'impact ne se voit attribuer aucune considération dynamique dans les normes nord-américaines.

Ainsi, pour les impacts entre un véhicule et une pile de pont, la norme CAN/CSA-S6-06 prévoit une charge statique de 1400 kN à appliquer horizontalement à 1,2 m de hauteur sur la pile de pont et inclinée de 10° par rapport à la direction des véhicules [9].

Quant à elle, la norme AASHTO, en vigueur aux États-Unis, prévoit une charge statique de 1800 kN à appliquer à 1,2 m du sol et qui peut être appliquée dans n'importe quelle direction. Ce code de dimensionnement est donc plus sécuritaire que celui de la norme CAN/CSA-S6-06 [30].

En réalité, il semble que les charges de design prévues par la norme actuelle pour les impacts à vitesse et énergie modérées ou élevées sont trop conservatrices tandis que les charges de design pour les impacts lents et à faible énergie ne sont pas sécuritaires [6].

2.2.2 Paramètres définissant les charges d'impact

2.2.2.1 Géométrie de la colonne

Les études actuelles s'intéressent à quantifier plus précisément les charges d'impact. Pour ce faire, il est tenté de déterminer les facteurs qui influencent la valeur de la force appliquée à une colonne lorsqu'un camion entre en collision avec celle-ci. La première conclusion importante à retenir est que le diamètre de la colonne en question ainsi que sa forme n'ont pas d'influence importante sur la charge d'impact qui lui est appliquée [5]. C'est d'ailleurs ce qui est illustré sur la figure 2.3 où la force, appliquée à des colonnes de trois diamètres différents (Φ 1219 mm, Φ 914 mm et Φ 610 mm), est mesurée pour un même impact de camion. Ces résultats sont obtenus pour un semi-remorque de 29,5 tonnes doté d'une cargaison rigide et circulant à 80 km/h.

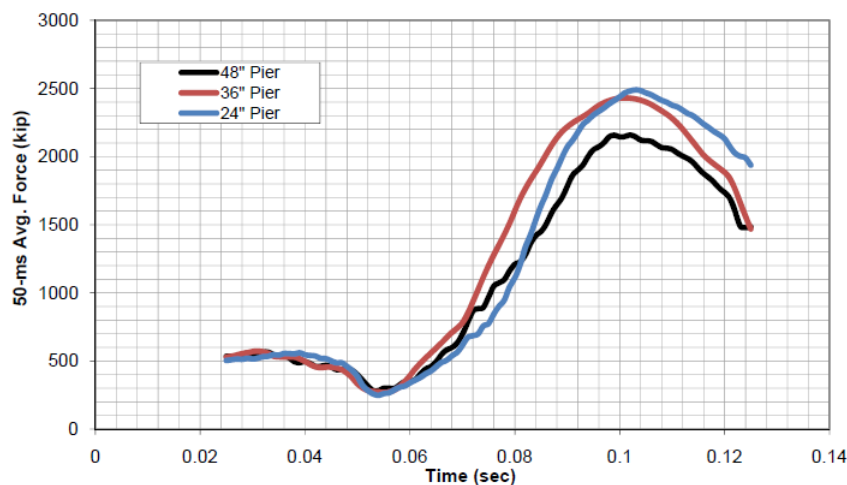


Figure 2.3 – Influence du diamètre d'une colonne sur la force d'impact qu'elle subit [5]

Cependant, cette conclusion n'est applicable que pour des collisions de camions et non pour le cas d'une barge. En effet, puisque plusieurs treillis métalliques longitudinaux composent l'avant d'une barge alors, plus le diamètre de la colonne est important, plus le nombre de treillis impliqué est important. La force à l'origine de la plastification des treillis augmente donc avec le diamètre de la colonne [12].

Lors d'une collision entre un camion et une colonne, la charge d'impact atteint deux sommets importants en terme de force appliquée. Le premier sommet survient lorsque le bloc moteur atteint la colonne et le second lorsque la zone de chargement du camion atteint la colonne. Il faut noter que c'est le deuxième sommet qui est doté de la plus grande intensité et que cette dernière dépend principalement de la masse de la cargaison [5]. Le type de cargaison aurait donc un impact sur l'intensité de la force appliquée seulement lors du deuxième sommet, puisque le premier donne des résultats similaires peu importe la cargaison considérée.

2.2.2.2 Vitesse du camion lors de l'impact

Dans la même étude paramétrique réalisée par *Buth* [5], il est démontré que la vitesse du camion influence l'intensité de l'impact de manière différente selon la nature de la cargaison. En effet, pour une cargaison déformable, plus la vitesse est élevée et plus la force appliquée à la colonne est grande. Toutefois, tel qu'illustré à la figure 2.4, pour une cargaison rigide, l'intensité de l'impact n'augmente plus pour une vitesse supérieure à 50 mph (≈ 80 km/h).

2.2.2.3 Masse et type de cargaison

À la section 2.2.2.1, il est mentionné que l'intensité de l'impact dépend principalement de la cargaison puisque la force maximale est produite lorsque cette cargaison atteint le fût. La figure 2.4 confirme ce fait. De plus, une cargaison rigide produit une force environ 2,5 fois plus élevée qu'une cargaison déformable pour une vitesse de 80 km/h. Également, il y a une augmentation directe de l'intensité de l'impact avec l'augmentation de la masse de la cargaison [5]. Le tableau 2.1 résume la présente section quant à l'influence des paramètres définissant la charge d'impact sur son intensité.

2.2.3 Caractérisation de la charge d'impact

2.2.3.1 Hauteur d'application

En plus de déterminer l'intensité de la force statique équivalente à considérer lors du dimensionnement, il est nécessaire d'évaluer la hauteur à laquelle cette charge doit être

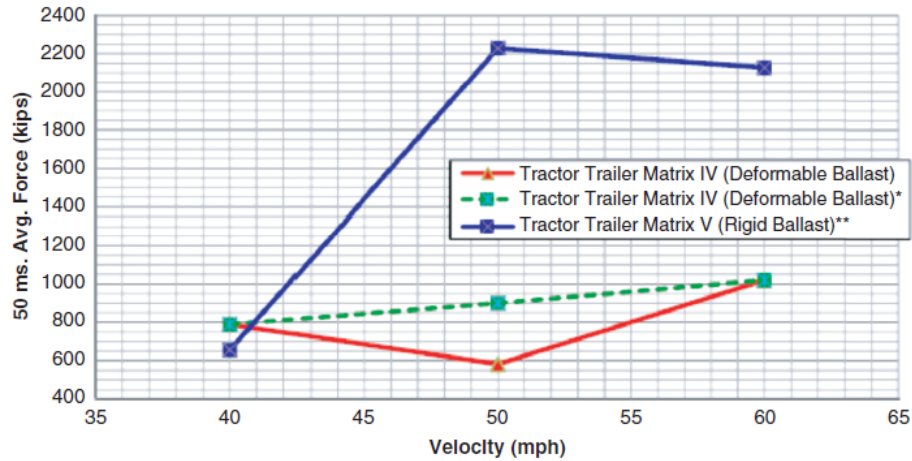


Figure 2.4 – Influence de la vitesse sur la force d'impact produite sur la colonne [5]

Tableau 2.1 – Résumé de l'influence des paramètres de l'impact sur l'intensité de la force

Paramètre	Effet sur la charge perçue
Diamètre du fût	Aucun
Vitesse du camion	Augmente
Masse du camion	Augmente
Rigidité de la cargaison	Augmente

appliquée sur une pile de pont. Des analyses numériques [5] démontrent la répartition des forces appliquées sur une colonne en fonction de la hauteur. Ces résultats sont présentés à la figure 2.5. La charge est principalement concentrée entre une hauteur de 4 à 5 pieds, c'est-à-dire 1,2 à 1,5 m. Cela correspond approximativement à la hauteur de 1,2 m dictée par les normes CAN/CSA-S6-06 [9] et AASHTO [30].

2.2.3.2 Intensité de la charge

Ces mêmes études numériques démontrent que la charge d'impact produite par un camion-benne sur une colonne peut s'élever à 9000 kN ce qui est considérablement plus élevé que la charge prévue dans les normes de dimensionnement [5]. Néanmoins, cette valeur n'est pas réaliste, et ce, pour plusieurs raisons. Lors de la modélisation, la colonne est considérée comme infiniment rigide et encastree à ses deux extrémités [5] ce qui surestime nécessairement les efforts. De plus, l'intensité de la charge mesurée ne représente pas une charge statique équivalente et il est donc difficile de la comparer avec les valeurs de dimensionnement.

Cependant, une autre étude numérique basée sur une méthodologie plus réaliste définit également la valeur de la charge statique équivalente qui doit être attribuée aux charges

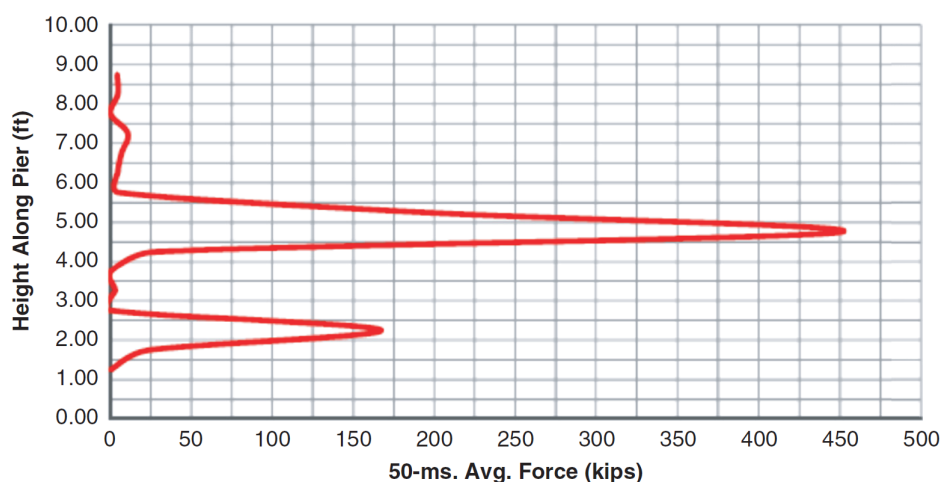


Figure 2.5 – Répartition de l'intensité de l'impact en fonction de la hauteur de l'impact sur la colonne [5]

d'impact. Cette étude comprend la modélisation de deux types de piliers, c'est-à-dire un pilier rectangulaire de 1 450 par 1 375 mm et un pilier circulaire de 1 075 mm de diamètre. Un camion Chevy de 14 kN (1,43 T) ainsi qu'un camion Ford de 66 kN (6,73 T) sont utilisés. Le tableau 2.2 présente les résultats de cette étude. L'identification de chaque modèle comprend d'abord le type de camion (T14 ou T66) suivi de la vitesse de ce dernier donnée en km/h (par exemple V55 pour 55 km/h). Le pilier utilisé est défini par le chiffre romain (*I* pour le pilier rectangulaire et *II* pour le circulaire).

Le tableau 2.2 présente la charge dynamique maximale obtenue au cours de l'analyse pour chaque modèle ainsi que la charge statique équivalente qui en découle. Il est possible de calculer la charge statique équivalente de par la nature élastique du matériau qui est utilisé pour les piliers bien qu'un matériau inélastique est employé pour le sol ainsi que les véhicules. Cette hypothèse empêche toutefois de modéliser l'effet progressif de l'effondrement. Les résultats obtenus sont comparés avec la charge statique équivalente prévue dans la norme AASHTO aux figures 2.6 et 2.7. Ces figures démontrent clairement que la norme actuelle n'est aucunement sécuritaire quant aux charges d'impact [17]. Il faut toutefois noter que cette étude est effectuée pour des piliers d'échangeur qui sont plus hauts et élancés que les piles habituelles des ponts du Québec. De ce fait, les charges obtenues surestiment le cas d'étude de ce présent projet de maîtrise.

De par cette étude, il est également démontré, en traçant la charge d'impact en fonction du temps qu'il y a, au cours de l'impact, une force continue de faible intensité. À celle-ci s'ajoutent d'importantes intensités ponctuelles qui surviennent lorsqu'un élément rigide et

Tableau 2.2 – Évaluation de la charge statique équivalente [17]

Essai	Force dynamique maximale (kN)	Force statique équivalente (kN)
T66-V55-T-I	5 180	2 150
T66-V90-T-I	16 200	4 800
T66-V110-T-I	17 800	6 450
T66-V135-T-I	26 300	8 850
T66-V55-T-II	5 160	2 450
T66-V90-T-II	7 600	3 700
T66-V110-T-II	11 300	4 800
T66-V135-T-II	17 700	6 650
T14-V55-T-I	3 272	1 075
T14-V90-T-I	8 010	2 189
T14-V110-T-I	11 290	2 504
T14-V135-T-I	14 420	3 068
T14-V55-T-II	2 850	622
T14-V90-T-II	6 038	945
T14-V110-T-II	9 985	1 196
T14-V135-T-II	12 500	1 593

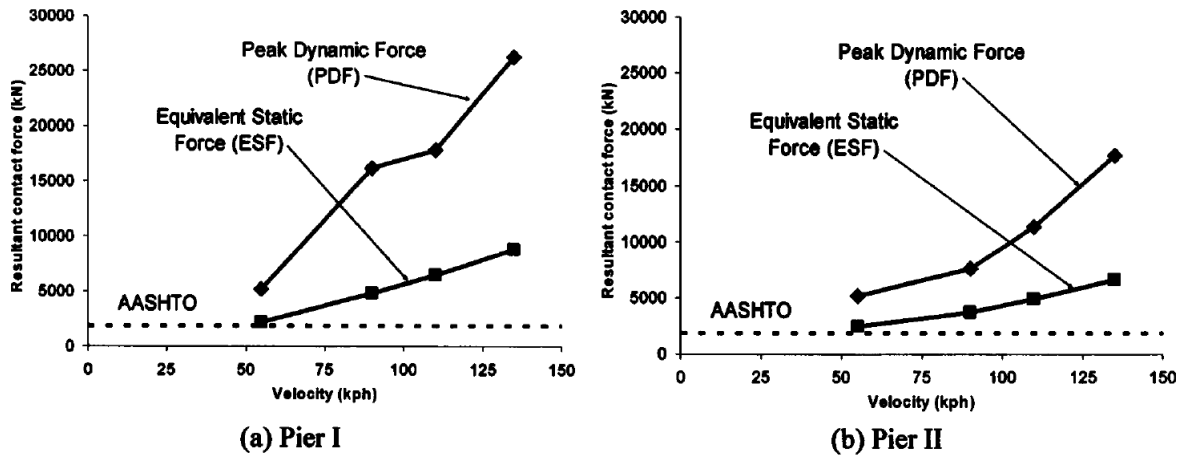


Figure 2.6 – Charge statique équivalente obtenue pour le camion Ford [17]

de masse élevée entre en contact avec le pilier [17]. La figure 2.8 illustre ce comportement. Cela concorde avec l'article de *Buth* [5] qui aborde deux sommets d'intensité de la force lorsque le bloc moteur et la cargaison entrent en contact avec la colonne.

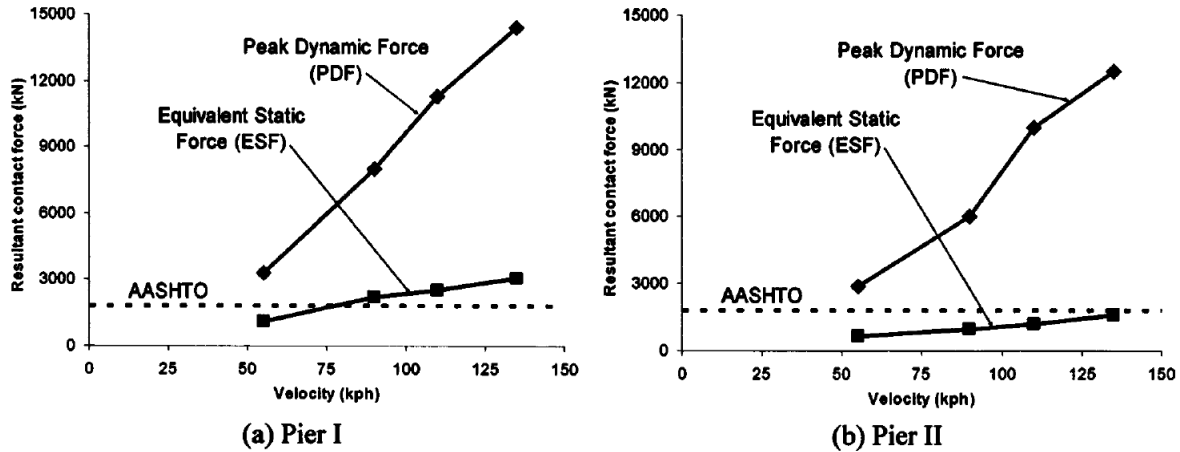


Figure 2.7 – Charge statique équivalente obtenue pour le camion Chevy [17]

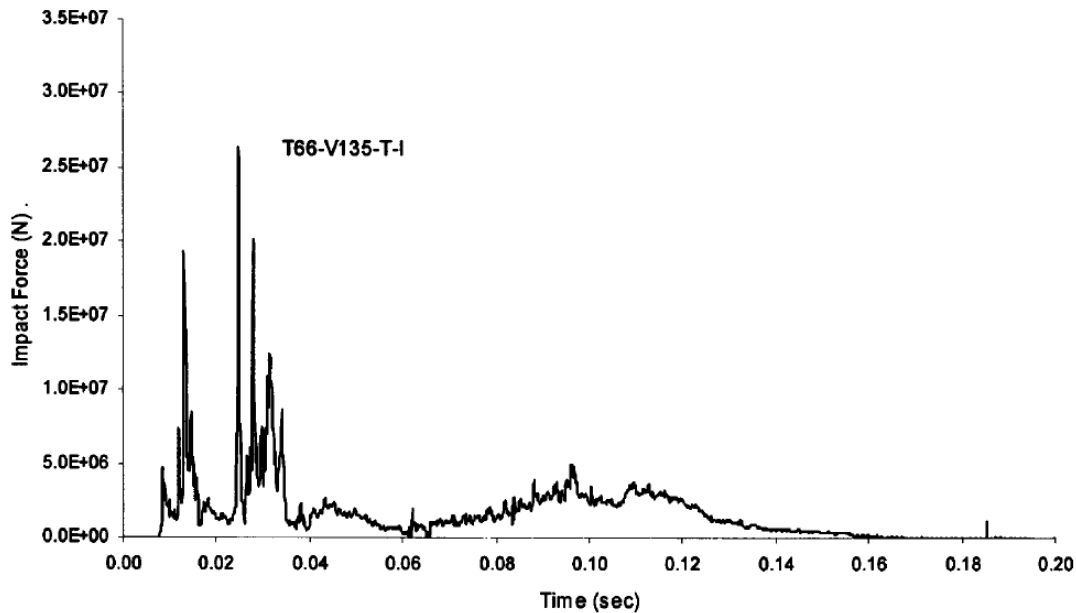


Figure 2.8 – Intensité de la charge d'impact dans le temps [17]

2.2.3.3 Recommandations émises pour les normes de dimensionnement

Il faut noter qu'un essai empirique à pleine échelle a été effectué par le TTI avec un semi-remorque de 36 tonnes se déplaçant à une vitesse de 80 km/h. Lors de cet essai, la force d'impact la plus élevée qui est mesurée est évaluée à 2300 kN. De plus, cette charge est concentrée à une hauteur de 1,5 m. C'est pourquoi l'étude émet les recommandations suivantes pour améliorer la norme de dimensionnement AASHTO [5] :

1. augmentation de la charge statique équivalente à 2700 kN ;
2. modification de l'angle d'application de la charge pour une valeur variant entre 0 et

15 ° ;

3. augmentation de la hauteur d'impact à 1,5 m.

2.2.4 Impact d'une barge sur un pilier de pont

Les études sur les collisions entre véhicules et piles de ponts en sont encore à leurs balbutiements. Toutefois, les recherches sont quelque peu plus avancées dans le cas des collisions entre barges et piliers de ponts maritimes. Les normes canadiennes et américaines ne prévoient, à cet égard également, que l'application d'une charge statique lors du dimensionnement [30] [9].

En réalité, les études démontrent que la charge d'impact produite par une telle collision dépend à la fois de la rigidité et de la masse de la superstructure [19]. La rigidité est prise en considération lors d'une analyse statique, mais ce n'est pas le cas de la masse qui intervient plutôt dans le cas d'une analyse dynamique via les forces d'inerties.

Il est démontré que la masse de la superstructure, qui est à l'origine de son inertie, cause une amplification dynamique importante des efforts produits dans les piliers [19]. Cette amplification dynamique est principalement causée par deux facteurs. Le premier consiste en la retenue inertielle qui s'oppose au mouvement des piliers dès le début de l'impact et c'est dès cet instant que les forces maximales sont produites. Le second réside, quant à lui, dans le balancement dynamique de la superstructure. Ce mode d'amplification crée les pires efforts dans la colonne quelque peu après l'impact initial, c'est-à-dire lorsque ce balancement se superpose aux efforts dans la colonne [16].

Par contre, l'amplification dynamique due à la retenue inertielle est celle qui contrôle les efforts de dimensionnement dans 90% des cas. C'est donc celle qui est la plus importante à considérer. En fait, de manière globale, les amplifications dynamiques causent une augmentation des efforts dans les colonnes variant de 50 à 150% [16] par rapport aux efforts statiques. Cela explique donc que les analyses statiques peuvent dans certains cas être non-sécuritaires, mais, également, être trop conservatrices dans d'autres cas.

2.2.4.1 Méthode SBIA

De ce fait, une méthode nommée SBIA (*Static bracketed impact analysis*) est proposée par Consolazio et al. [19] afin de dimensionner les piliers de ponts. Cette méthode reste simple de par sa nature statique et approxime les effets dynamiques de manière assez juste et conservatrice. Cette méthode consiste à vérifier deux cas de chargements statiques afin

d'établir une enveloppe des forces de dimensionnement à considérer. SBIA est principalement axée sur l'amplification dynamique de retenue inertielle de par sa prépondérance dans la majorité des cas. Cette méthode est résumée à la figure 2.9.

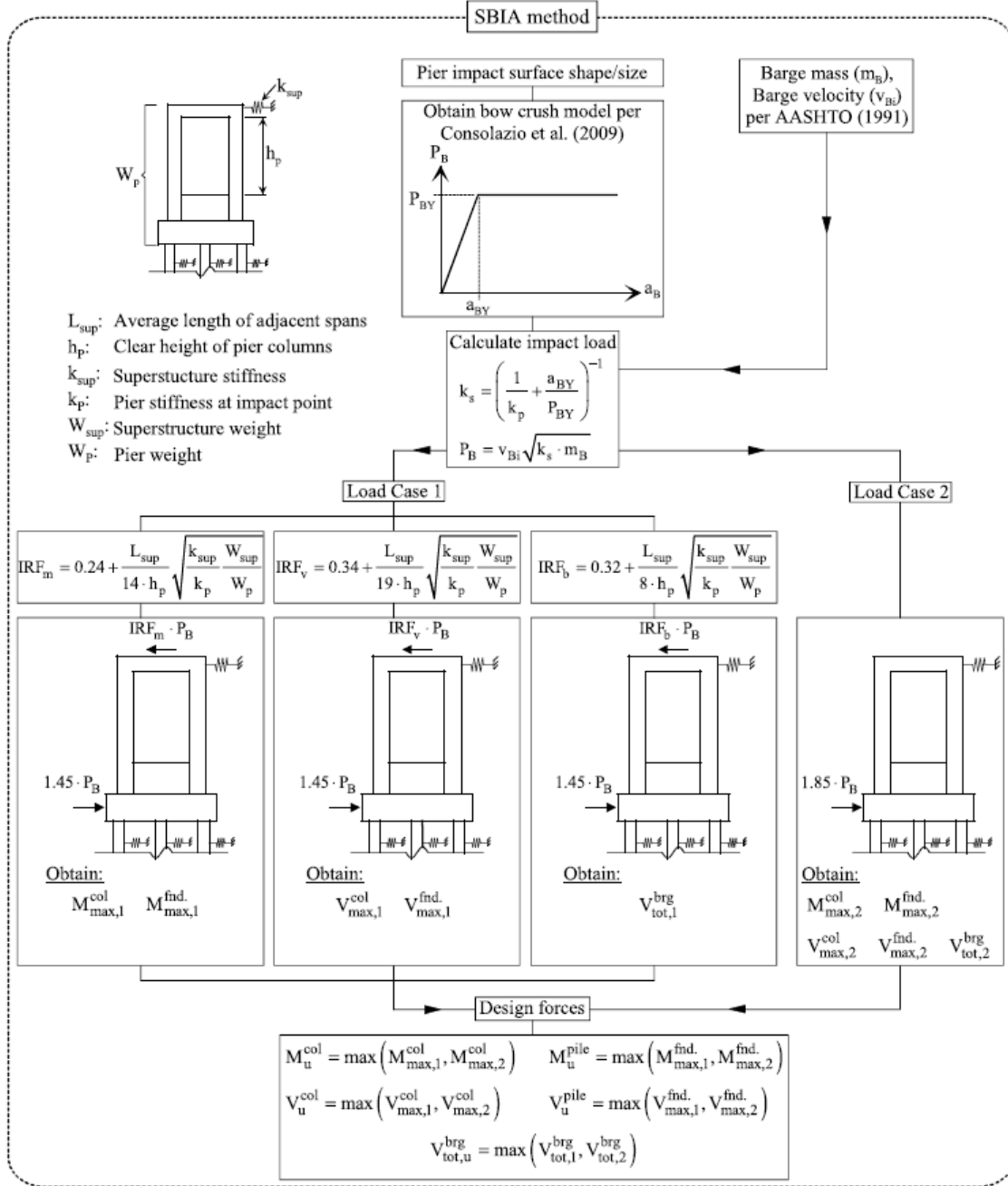


Figure 2.9 – Méthode SBIA [19]

Tel que détaillé à la figure 2.9, la méthode SBIA consiste à modéliser le pilier avec des ressorts en son sommet et à sa base afin de considérer la rigidité de la superstructure et de

la fondation. Ensuite, le premier cas de chargement vérifié dans la méthode SBIA consiste en l'application d'une charge d'impact amplifiée ainsi que d'une charge due à l'inertie de la superstructure et appliquée dans la direction opposée à l'impact. Ce cas de chargement est habituellement celui qui contrôle le dimensionnement du pilier ainsi que les appuis tandis que le deuxième cas de chargement est habituellement plus conservateur pour le dimensionnement des fondations. En effet, ce deuxième cas de chargement ne considère qu'une charge d'impact amplifiée sans égards à la superstructure ce qui crée un plus grand moment de renversement [19].

2.2.4.2 Méthode du spectre d'impact

Lors du dimensionnement parasismique, les spectres de réponse sont souvent utilisés. Ils ont l'avantage de prendre en considération l'aspect dynamique du problème tout en assurant une simplicité de calculs. En effet, l'analyse dynamique n'est pas pratique pour les concepteurs et même les méthodes simplificatrices tels que les intégrations numériques impliquent souvent des calculs fastidieux afin de déterminer la réponse dynamique du système à chaque pas de temps. Toutefois, pour les concepteurs, la réponse maximale est souvent suffisante pour effectuer le dimensionnement ce qui explique la pertinence de la méthode des spectres de réponses [18].

D'abord, une méthode de spectre d'impact est proposée en 2007 par *Cowan* [14] afin de servir au dimensionnement des ponts. Néanmoins, cette méthode est jugée comme inapplicable dans certaines situations et peut mener à des valeurs trop conservatrices. De plus, cette méthode utilise les techniques de combinaison quadratique (*SRSS*) et de combinaison quadratique complète (*CQC*) [14]. Ces méthodes combinatoires ont été développées pour le génie parasismique et ne s'appliquent donc pas nécessairement aux charges d'impact. Afin de remédier à ces problèmes, *Fan* et *Yuan* [18] proposent, en 2011, une nouvelle méthode de spectre d'impact.

Cette méthode représente la collision entre une barge et un pilier de pont sous forme d'un système à 2 DDLs tel que représenté à la figure 2.10. Sur cette schématisation, le ressort inélastique agissant en compression permet de représenter la partie de la barge qui subit des déformations suffisamment importantes pour apporter de la rigidité au système. De plus, de par la faible durée de l'impact en comparaison de la période naturelle du pilier, il est possible de négliger ce dernier dans la quantification dans le temps de la charge d'impact [18]. Cette quantification est donc réalisée à partir du système à un seul DDL illustré à la figure 2.11a).

Ensuite, deux types de chargement sont pertinents pour représenter la charge d'impact. Le premier consiste en un chargement demi-sinusoïdal illustré à la figure 2.12a) tandis que le second type correspond à un chargement combinatoire illustré à la figure 2.12b). Dans le cadre du développement du spectre d'impact de *Fan* et *Yuan*, ces derniers optent pour le second type de chargement bien que sa nature combinatoire implique l'utilisation des intégrales de Duhamel [18]. Il est à noter que pour la création du spectre, seules les phases II à IV sont pertinentes puisque seule la réponse maximale doit être déterminée.

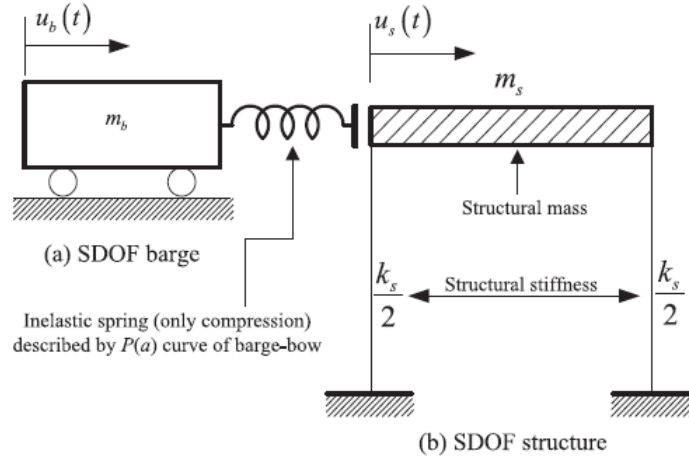


Figure 2.10 – Collision barge-pilier sous forme d'un système à 2 DDLs [18]

Afin de déterminer la réponse du pilier sollicité, le système à 2 DDLs illustré à la figure 2.10 peut être réduit à un système à un seul DDL sur lequel est appliqué le chargement détaillé précédemment et illustré à la figure 2.12b). Le système obtenu est, quant à lui, illustré à la figure 2.11b).

Sans reporter les équations du spectre d'impact obtenu, il faut noter que celui-ci est seulement applicable aux barges. De plus, seul le type de barge «jumbo hopper» est adéquatement représenté par ce spectre, car la quantification de l'impact dépend des propriétés de chaque type de barge. C'est plutôt le raisonnement utilisé qui est important puisqu'il serait potentiellement applicable aux autres types d'impact tel que celui entre un véhicule routier et une pile. Néanmoins, les équations peuvent être trouvées dans l'article publié par *Fan* et *Yuan* [18]. Par ailleurs, à la figure 2.13, les résultats obtenus pour le facteur d'amplification dynamique (DMF) sont présentés pour trois situations qui sont respectivement à faible, moyenne et haute énergie. Sur cette figure, les résultats sont également comparés avec ceux obtenus par le spectre de *Cowan*. Il faut noter la plus grande exactitude du modèle *Fan* et *Yuan*.

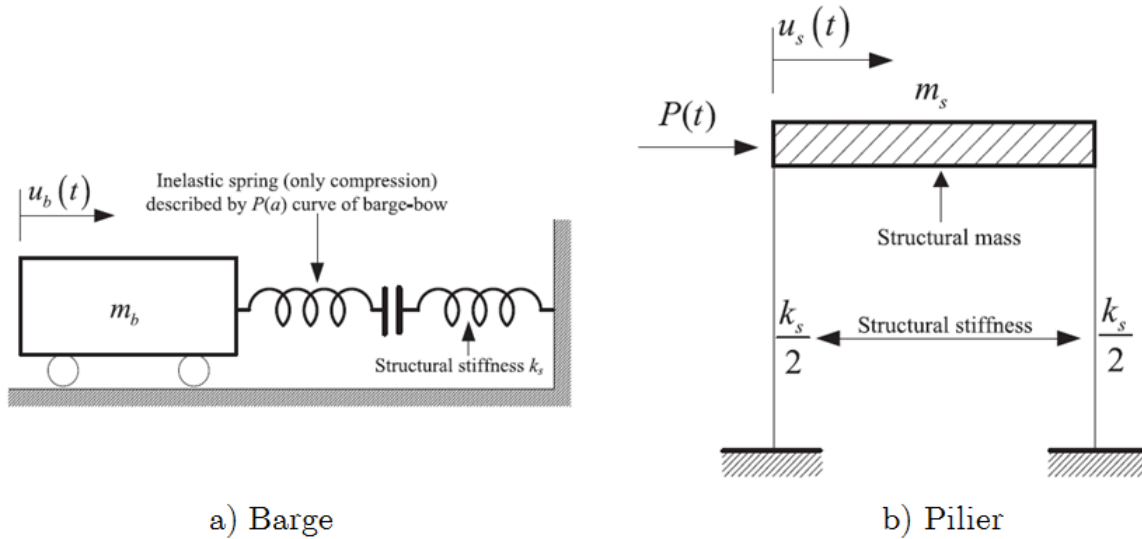


Figure 2.11 – Systèmes à un seul DDL pour la barge et le pilier [18]

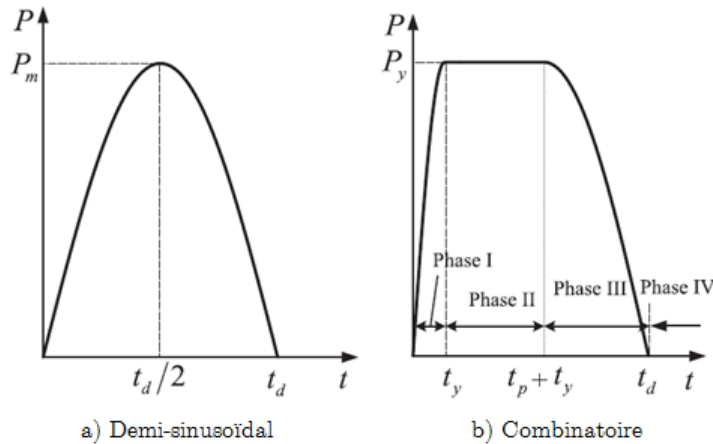


Figure 2.12 – Représentation d'une charge d'impact barge-pilier [18]

Tel que discuté précédemment, une distinction majeure pouvant expliquer cet écart d'exactitude provient du choix des méthodes combinatoires. D'abord, ces méthodes permettent d'effectuer la superposition modale à partir du spectre de réponse pour trouver les efforts et déplacements maximums [32]. En effet, les méthodes SRSS ainsi que CQC utilisées par *Cowan* sont couramment utilisées et ont fait leurs preuves dans le dimensionnement parasismique. Toutefois, ces méthodes sont performantes lorsque les réponses maximales de chaque mode sont de signe algébrique différent ce qui n'est pas le cas pour les impacts. De ce fait, une superposition linéaire est plus juste pour la superposition modale des collisions. Cette superposition linéaire s'effectue selon l'équation 2.2.

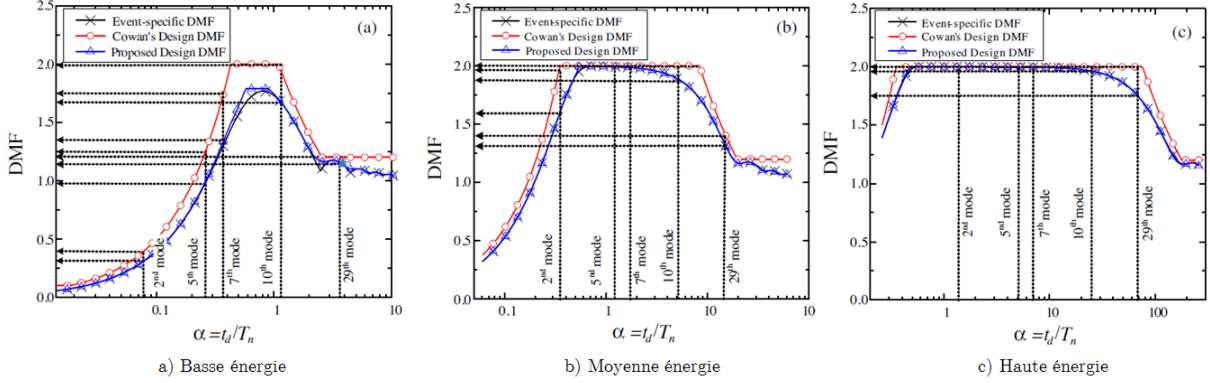


Figure 2.13 – Comparaison entre les modèles de Cowan et Fan-Yuan [18]

$$r_m = \left| \sum_{i=1}^N r_{mi} \right| \geq \left(\sum_{i=1}^N r_{mi}^2 \right)^{1/2} \quad (2.2)$$

En bref, les collisions produites par les barges sont différentes de celles analysées dans ce projet de maîtrise qui aborde plutôt les véhicules sur la voie terrestre. Cependant, les impacts maritimes sont hautement pertinents de par leurs ressemblances avec les impacts routiers ainsi qu'en raison du plus grand avancement des recherches à leur sujet.

2.3 REPRÉSENTATION DE CHARGE D'IMPACT EN LABORATOIRE

Afin d'évaluer la capacité des piles en béton recouvertes par des polymères renforcés de fibres des essais doivent être effectués en laboratoire. Pour ce faire, la technique de simulation hybride en temps réel peut être utilisée afin d'obtenir des résultats fiables.

Cette méthode consiste à diviser la structure en deux parties. La partie critique qui doit être testée en laboratoire consiste en la sous-structure physique tandis que le reste de la structure consiste en la sous-structure numérique. Afin d'effectuer une simulation de réponse dynamique, l'analyse numérique s'effectue simultanément à l'essai expérimental. Pendant l'essai, le déplacement appliqué à la sous-structure physique dépend du comportement de la sous-structure numérique qui est calculé en parallèle. Ainsi, cette technique de simulation tient compte de l'ensemble de la structure bien qu'une seule partie existe physiquement [46].

Plusieurs problèmes peuvent se présenter si le pas de temps est mal choisi ou encore que certaines considérations pratiques ne sont pas prises en compte. Par exemple, il peut y avoir un décalage entre le moment où un déplacement est ordonné par le modèle numérique

et le moment où le vérin applique ce déplacement. *Williams* [48] suggère des méthodes pour compenser les délais et éviter les problèmes d'instabilité numérique.

En utilisant un vérin pour représenter une charge d'impact, il y a cependant contradiction. En effet, une charge d'impact est une force appliquée à une structure tandis qu'un vérin ne peut appliquer qu'un déplacement à la structure en question. Afin de recréer de manière adéquate une charge d'impact, il est donc nécessaire de contrôler le vérin en force. De ce fait, une méthode développée par *Robinson* et *Pratt* est utilisée [36]. Elle consiste à munir le vérin d'un ressort. Celui-ci permet de créer une relation directe entre la force et le déplacement.

2.4 ANALYSE NUMÉRIQUE

Grâce aux essais expérimentaux, un modèle numérique peut être produit pour effectuer des analyses comparatives entre des piles recouvertes et non recouvertes de PRF. Toutefois, il est excessivement complexe de représenter adéquatement une charge d'impact dans un modèle d'éléments finis.

Le logiciel LS-Dyna est utilisé dans le cadre de ce projet. Ce logiciel est celui qui fournit l'un des meilleurs solveur pour les analyses d'impact, car il a d'abord été développé pour analyser des collisions entre véhicules [27]. Toutefois, il est maintenant adapté pour être utilisé dans de nombreux domaines tels que le génie civil. C'est pourquoi les matériaux de construction sont désormais inclus dans le logiciel.

2.4.1 Effet d'Hourglass

Dans une analyse par éléments finis, il y a de nombreuses particularités auxquelles l'utilisateur doit accorder une attention particulière pour obtenir un modèle réaliste. C'est, entre autres, le cas de l'effet d'Hourglass. À la base, l'effet d'Hourglass provient de modes de déformation qui sont non physiques et qui résultent de l'excitation de degrés de liberté sans énergie. Cela signifie que ce sont des modes de déformation qui ne produisent ni contraintes ni déplacements [20]. Ces modes de déformations se produisent dans les éléments plaques ainsi que dans les éléments qui sont réduits lors de l'intégration, c'est-à-dire pour les éléments solides à un seul point d'intégration [20].

Afin de bien comprendre ce qui crée l'effet d'Hourglass, il est possible de considérer la figure 2.14 qui représente la déformation d'un élément linéaire soumis à un moment de flexion et soumis à une méthode d'intégration réduite. Les lignes pointillées ne subissent

aucun changement lors de l'application du moment. Cela implique, qu'au point d'intégration simple, les composantes des contraintes sont évaluées comme étant nulles. De ce fait, aucune énergie de déformation n'est présente dans ce mode et l'élément n'a donc aucune rigidité pour résister à la déformation. Ce mode de déformation peut se propager dans le réseau des éléments finis ce qui peut alors corrompre la validité des résultats [20].

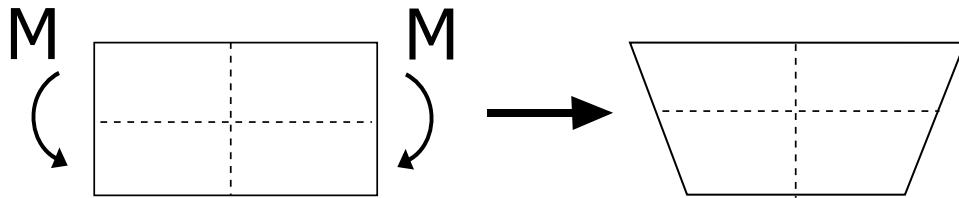


Figure 2.14 – Origine de l'effet d'Hourglass [32]

Afin de s'assurer de la qualité des résultats de l'analyse par éléments finis, l'effet d'Hourglass doit être détecté lorsqu'il se présente. Pour ce faire, un ratio de l'énergie Hourglass sur l'énergie interne du système est calculé. Des mesures pour contrôler cet effet doivent être mises en place lorsque ce ratio dépasse 10% [20]. De plus, l'allure globale des déformations du réseau d'éléments finis permet généralement de déceler la présence de l'effet d'Hourglass qui se manifeste souvent par la présence d'éléments individuels fortement déformés tandis que le reste des éléments sont peu déformés.

Il existe plusieurs manières de diminuer l'effet d'Hourglass qui sont ici listées [3] :

1. insertion d'une rigidité artificielle aux modes de déformation d'Hourglass ;
2. insertion d'une viscosité artificielle ;
3. utilisation de méthodes d'intégration complètes ;
4. raffinement du réseau d'éléments finis.

Il est à noter que l'utilisation de rigidité artificielle est la méthode habituellement utilisée pour les analyses statiques tandis que l'utilisation de viscosité artificielle est plus propice aux analyses dynamiques [3]. De plus, la méthode d'application des charges a également un impact sur l'effet d'Hourglass. Ainsi, des charges ponctuelles appliquées aux nœuds ont plus de chance d'exciter les modes d'Hourglass que les charges réparties. Il faut également comprendre que l'utilisation de méthodes d'intégration complètes implique un temps de calcul considérablement plus élevé ainsi qu'une plus grande instabilité lorsque le problème comporte d'importantes déformations [20].

Dans LS-Dyna, des méthodes de stabilisation automatiques de l'effet d'Hourglass sont présentes. Premièrement, il existe la fonction **HOURLASS* qui doit être appliquée à chaque élément pour lequel l'effet doit être contrôlé. Deuxièmement, un contrôle global grâce à la fonction **CONTROL_HOURLASS* peut être appliqué sur l'ensemble de la modélisation. À partir de ces fonctions, LS-Dyna définit plusieurs types de contrôle d'Hourglass qui sont ici listés [38] :

1. méthode de viscosité standard de LS-Dyna ;
2. méthode de viscosité standard de *Flanagan-Belytschko* ;
3. méthode de viscosité standard de *Flanagan-Belytschko* avec intégration exacte sur le volume
4. méthode de rigidité standard de *Flanagan-Belytschko* ;
5. méthode de rigidité standard de *Flanagan-Belytschko* avec intégration exacte sur le volume ;
6. méthode de rigidité de *Belytschko-Bindeman* assumant des déplacements corotationnels.

Le type 1 est celui qui nécessite le temps moins de calculs, toutefois ce n'est habituellement pas le plus efficace [38].

Une étude réalisée sur la performance de ces différents types de contrôle de l'effet d'Hourglass permet de mieux choisir le type à utiliser lors de la modélisation. En effet, selon cette étude seuls les types 3, 5 et 6 permettent d'obtenir les mêmes résultats que ceux obtenus analytiquement [38]. Il est à noter que ce sont les 3 méthodes qui utilisent l'intégration par volume exact.

2.4.2 Temps de calcul

Plusieurs méthodes existent afin de diminuer le temps de calcul qui peut s'avérer très long pour des analyses telles que celles requises dans ce projet de recherche. Dans les méthodes explicites, un pas de temps très petit est utilisé afin d'assurer la stabilité numérique. C'est ainsi que certaines méthodes permettent d'augmenter ce pas de temps afin de diminuer considérablement le temps de calcul total. Les deux méthodes importantes dans le cadre de ce projet sont les suivantes [20] :

1. mise à l'échelle du temps ;
2. mise à l'échelle de la masse.

Le premier consiste à appliquer les forces plus rapidement que la réalité tandis que le second consiste à ajouter de la masse non physique à la structure. L'ajout de masse non physique permet d'augmenter le pas de temps explicite [20].

Malgré la réduction du temps de calcul, il faut, toutefois, être vigilant avec de telles techniques, car elles affectent également les résultats. En effet, la mise à l'échelle du temps ne peut être utilisée lorsque les forces d'amortissement et d'inertie sont trop importantes. Pour ce faire, il faut s'assurer que l'énergie cinétique du système demeure considérablement plus faible que l'énergie interne. Quant à elle, la mise à l'échelle de la masse augmente les forces d'inertie et il faut donc aussi s'assurer que l'énergie cinétique demeure peu élevée [20].

Dans le logiciel LS-Dyna, il existe plusieurs manières d'effectuer une mise à l'échelle de la masse. D'abord, la densité des éléments peut être manuellement augmentée. Ensuite, le logiciel propose des fonctions qui effectuent la mise à l'échelle de la masse automatiquement. Pour ce faire, la propriété *DT2MS* de la fonction **CONTROL_TIMESTEP* peut être utilisée afin de définir un pas de temps à respecter pour les différents éléments. Lorsque la valeur fournie à la propriété *DT2MS* est négative, alors de la masse est ajoutée à tous les éléments dont le pas de temps est inférieur à celui défini tandis que pour une valeur positive, de la masse est soit ajoutée ou retirée pour que tous les éléments soient dotés du pas de temps défini. Le guide d'utilisation de LS-Dyna suggère fortement l'utilisation d'une valeur négative [20].

2.4.3 Modélisation du béton

2.4.3.1 Type du modèle

Le béton est particulièrement complexe à modéliser dans LS-Dyna. Plusieurs modèles de bétons sont disponibles et comportent tous des avantages ainsi que des inconvénients. Il est ici question des trois modèles qui sont les plus fréquemment utilisés dans LS-Dyna [49] :

1. modèle de *Karagozian & Case* - MAT072 ;
2. modèle de *Winfrith* - MAT084 ;
3. modèle *CSC* - MAT159.

Afin de déterminer celui qui est le plus applicable à l'analyse des charges d'impact, plusieurs études sont déjà publiées quant à la performance de chaque modèle.

En premier lieu, les résultats d'une étude comparative [49] réalisée entre les modèles de béton quant à leur comportement lors d'un essai de compression triaxiale sont présentés

à la figure 2.15. Les lignes pleines illustrent les résultats numériques tandis que les lignes pointillées illustrent les résultats expérimentaux. Ces résultats permettent de conclure que

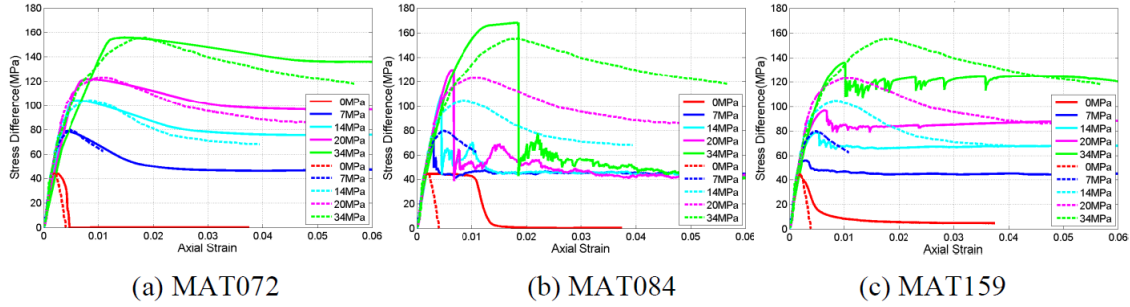


Figure 2.15 – Comparaison des essais de compression triaxiale [49]

le modèle de *Karagozian & Case* représente mieux le comportement du béton autant avant qu'après l'atteinte de la contrainte maximale que le modèle de *Winfrieth*. De plus, bien que le modèle CSC semble adéquat pour des bétons peu confinés, les résultats sont moins exacts que ceux du modèle de *Karagozian & Case* pour les bétons hautement confinés.

En second lieu, la figure 2.16 présente les résultats d'un second essai [49]. Celui-ci consiste en la modélisation d'un impact sur une dalle de béton. La ligne rouge sur la figure 2.16 présente les valeurs expérimentales. Encore, une fois c'est le modèle *Karagozian & Case* qui donne les meilleurs résultats. D'autres essais effectués mettent également en valeur le modèle *Karagozian & Case* par rapport aux deux autres [49].

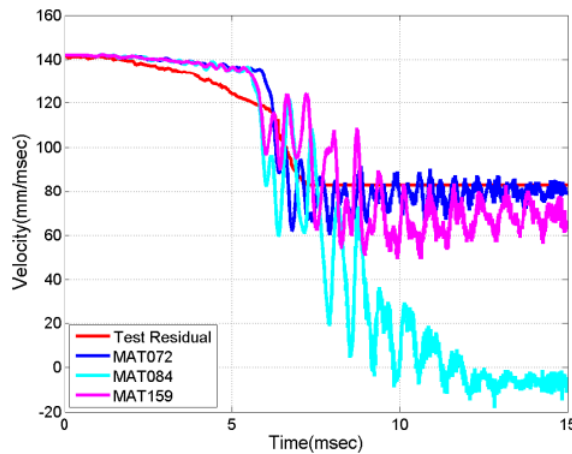


Figure 2.16 – Comparaison des bétons soumis à un impact [49]

Puisque le modèle *Karagozian & Case* est plus exact à la fois pour le comportement en compression triaxiale du béton ainsi que pour les charges d'impact, alors il est logique que ce modèle soit celui utilisé dans le cadre de ce projet de recherche.

2.4.3.2 Modèle de béton de *Karagozian & Case*

D'abord, le modèle de *Karagozian & Case* permet la génération automatique des paramètres en fournissant seulement au logiciel la densité du béton ainsi que sa résistance en compression sans confinement. Par défaut, les autres paramètres du modèle se calibrent automatiquement pour un béton typique de 45,6 MPa [39]. Néanmoins, il est également possible de calibrer manuellement le matériau afin de modéliser plus adéquatement un béton différent de celui qui sert de référence dans le logiciel. Des études sont déjà publiées quant à l'impact de chaque paramètre du modèle sur le comportement du béton en question.

En premier lieu, le modèle de *Karagozian & Case* utilise trois paramètres (a_0 , a_1 et a_2) pour représenter la variation de la résistance à la compression et au cisaillement. Cette variation de la contrainte est donnée selon l'équation 2.3 dans laquelle la valeur de P est la contrainte principale dans un essai de compression triaxiale [39]

$$\Delta\sigma = a_0 + \frac{P}{a_1 + a_2 P} \quad (2.3)$$

Ces trois paramètres sont donnés pour les trois points, appelés «surfaces» définissant la courbe de la réponse en compression du béton. Ces points sont illustrés sur la figure 2.17. C'est à partir de ces points que le modèle est en mesure d'interpoler l'état de plasticité du béton à chaque étape de l'analyse. Ainsi, $\Delta\sigma$ ne définit pas une valeur précise de rupture, mais bien une combinaison de cisaillement et de charge axiale en trois dimensions causant la rupture [15].

D'autres paramètres moins complexes viennent s'ajouter aux a_0 , a_1 et a_2 afin de constituer le modèle complet de béton. Le tableau 2.3 présente l'ensemble de ces paramètres ainsi que la valeur qui leur est attribuée par défaut dans LS-Dyna.

Bien que performant, le modèle de *Karagozian & Case* comporte encore plusieurs lacunes dont il faut être conscient lors de son utilisation. Les points sur lesquels le modèle n'est pas parfaitement adéquat sont ici listés [15] :

1. les dommages cumulatifs à la suite de plusieurs chargements différents telle que la superposition d'impacts ;

Tableau 2.3 – Paramètres du modèle de Karagozian & Case [15]

Paramètres			Valeurs par défaut
Catégorie	Symbole	Description	
Surfaces	a_0y	Surface de résistance	10,128 MPa
	a_1y	Surface de résistance	0,625
	a_2y	Surface de résistance	2,696E-7 /MPa
	a_0m	Surface maximale	0,013 MPa
	a_1m	Surface maximale	0,4463
	a_2m	Surface maximale	8,467E-8 /MPa
	a_1r	Surface résiduelle	0,447
	a_2r	Surface résiduelle	1,239E-7 /MPa
Adoucissement	b_1	Adoucissement en compression	1,6
	b_2	Adoucissement en traction	1,35
	b_3	Adoucissement en expansion volumétrique	1,15
Évolution des dommages	λ_1, η_1	Le paramètre η est fonction du paramètre de dommage λ .	0,0 ; 0,00
	λ_2, η_2		0,8E-5 ; 0,85
	λ_3, η_3		2,4E-5 ; 0,97
	λ_4, η_4		4,0E-5 ; 0,99
	λ_5, η_5		5,6E-5 ; 1,00
	λ_6, η_6		7,2E-5 ; 0,99
	λ_7, η_7		8,8E-5 ; 0,97
	λ_8, η_8		32,0E-5 ; 0,50
	λ_9, η_9		52,0E-5 ; 0,10
	λ_{10}, η_{10}		57,0E-5 ; 0,00
	λ_{11}, η_{11}		1,0 ; 0,00
	λ_{12}, η_{12}		10,0 ; 0,00
	λ_{13}, η_{13}		1,0E10 ; 0,00
Propriétés	f'_c	Résistance à la compression	45,368 MPa
	f_t	Résistance à la traction	3,820 MPa
	K	Module d'élasticité	-
	ν	Coefficient de Poisson	0,19
	G	Module de cisaillement	-
	ρ	Densité	2323 kg/m ³
	ω	Facteur de dilatation en cisaillement	0,5
	W	-	9,525 mm

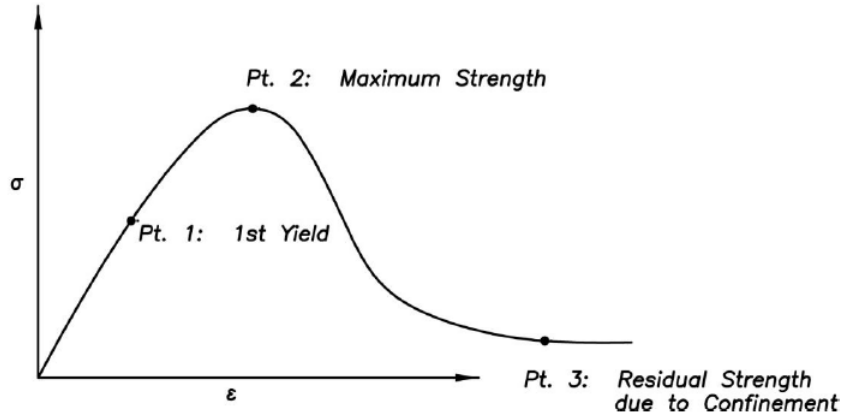


Figure 2.17 – Trois points définissant la courbe en compression [15]

2. la capacité du béton de retrouver une certaine capacité après la formation de fissures lorsque celles-ci se referment
3. la diminution de la capacité du béton à redistribuer les efforts lorsque le chargement augmente en raison de la micro fissuration.

L'adoucissement en compression du modèle de *Karagozian & Case* contient des lacunes importantes. En effet, les paramètres définissant l'adoucissement ne sont pas en mesure de considérer l'influence de la grosseur de l'élément en béton. Puisque le modèle par défaut est conçu pour un élément de 4 pouces (101,6 mm) de hauteur, alors pour tout élément de grosseur considérablement différente, le modèle ne représente pas adéquatement le comportement du béton après l'atteinte de la résistance maximale [15]. De ce fait, il est primordial d'adapter les valeurs d'adoucissement par défaut.

Afin de corriger le comportement d'adoucissement, il est possible de modifier les couples de valeurs $\lambda\text{-}\eta$ ou la valeur de b_1 . Ce dernier permet souvent à lui seul de corriger l'effet d'adoucissement pour un élément de hauteur différente de 4 pouces (101,6 mm) [15]. Toutefois, c'est souvent une combinaison de modifications des couples $\lambda\text{-}\eta$ ainsi que de b_1 qui permet de créer le comportement plus précis. Afin de déterminer la valeur de b_1 , l'équation 2.4 est suggérée [15].

$$b_1 = 0,34h + 0,79 \quad (2.4)$$

2.4.4 Modélisation du recouvrement en PRF

Des modèles LS-Dyna de béton recouvert de PRF ont déjà été créés dans le cadre d'autres études [15]. Il est intéressant de comprendre le concept de modélisation alors

utilisé puisqu'une telle modélisation est nécessaire dans la cadre de ce présent projet de maîtrise.

Premièrement, le PRF est modélisé par des éléments barres puisque c'est un matériel unidirectionnel. Également, afin de contrôler la force appliquée sur une colonne recouverte de PRF par les déplacements qu'elle subit, une masse d'eau est posée devant la colonne. Une pression uniforme peut alors être appliquée sur la colonne pendant les analyses en ajoutant un déplacement sur la face extérieure de la masse d'eau [15]. Dans le cadre du présent projet, une autre méthode est utilisée tel que détaillé à la section 4.3.

Des paramètres permettant d'étalonner le modèle de *Karagozian & Case* afin de modéliser un béton recouvert de PRF sont également fournis dans la littérature [15].

2.5 BÉTON RECOUVERT DE POLYMÈRES RENFORCÉS DE FIBRES

2.5.1 Caractéristiques des recouvrements en PRF

Les polymères renforcés de fibres sont de plus en plus utilisés en génie civil en raison de leur ratio élevé de résistance par rapport à leur poids propre ainsi que leur grande résistance à la corrosion [45]. Une application intéressante des PRF est la possibilité de les utiliser pour confiner des colonnes en béton armé afin d'en augmenter la ductilité et la résistance. Le confinement permet de solliciter le béton armé sous compression triaxiale ainsi que le PRF sous traction circulaire ce qui permet de profiter au maximum de la capacité des deux matériaux [45].

Actuellement, les conséquences du recouvrement des piles de ponts par des polymères renforcés de fibres sur ses capacités à résister aux charges d'impact sont peu connues. De nombreuses recherches ont toutefois été effectuées sur les capacités statiques et quasi-statiques du béton recouvert par des polymères renforcés de fibres. Des équations servant à déterminer la capacité en compression de ce type de béton ainsi que sa rigidité sont données par Realfonzo et Napoli [34] en fonction de nombreux paramètres dont le type de fibres utilisé.

La capacité du béton en compression recouvert par des polymères renforcés de fibres est considérablement plus importante que celle du béton seul. Une ductilité plus importante est observée après l'atteinte de la capacité maximale du béton seul tel qu'illustré à la figure 2.18 [8] en raison de la ductilité procurée par le confinement.

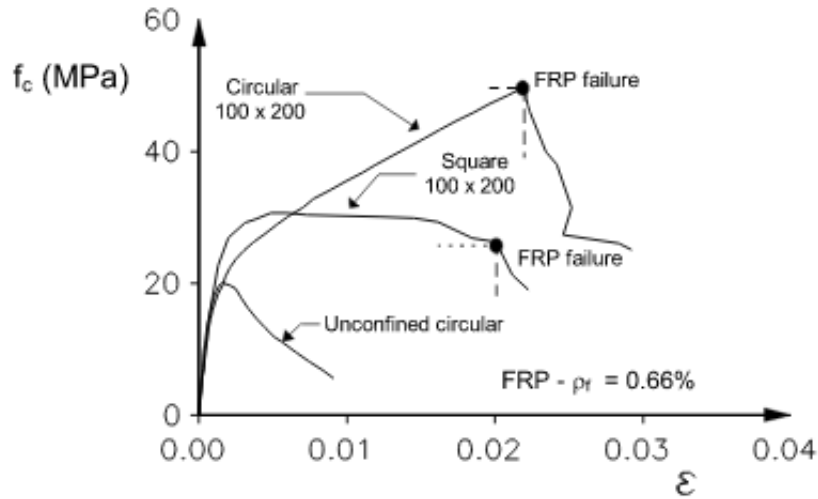


Figure 2.18 – Capacité en compression du béton avec PRF [8]

Lors de l'application d'un recouvrement de PRF, il est possible de mettre en place une seule ou plusieurs couches. Évidemment, l'augmentation du nombre de couches augmente la capacité du PRF à exercer une pression de confinement. Toutefois, des études paramétriques démontrent qu'il n'est pas nécessairement pertinent de dépasser le cap des 2 ou 3 couches. La figure 2.19 démontre que la capacité du béton a tendance à converger dès l'atteinte de deux couches de PRF [21].

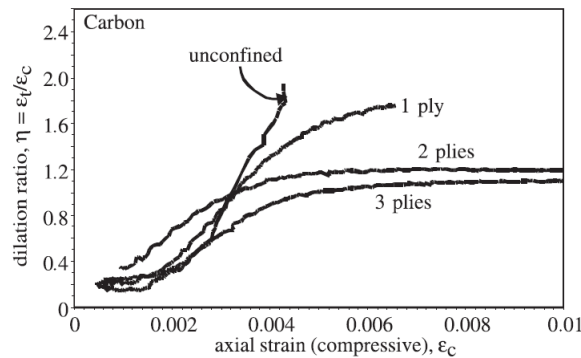


Figure 2.19 – Effet de l'augmentation du nombre de couches de PRF [21]

Les premières études sur le béton armé recouvert de PRF proposent l'utilisation du modèle de Mander et al. [28]. Ce modèle énonce une relation contrainte-déformation pour les colonnes en béton recouvertes d'acier qui est donc directement appliqué aux colonnes recouvertes de PRF. Cependant, les études plus récentes démontrent qu'une telle utilisation du modèle de Mander et al. est inadéquate pour les PRF. En effet, Mander et

al. supposent une pression de confinement constante alors que ce n'est pas le cas avec un tel type de recouvrement. C'est pourquoi des modèles contraintes-déformations plus complexes sont ensuite développés dans la littérature [45].

Lorsque le béton armé confiné par des PRF subit une compression axiale, il prend de l'expansion latéralement. Cette expansion sollicite en traction le recouvrement en PRF. La pression de confinement exercée par le recouvrement augmente de manière continue avec la déformation du béton en raison du comportement linéaire élastique de la courbe contrainte-déformation du PRF [45]. C'est pourquoi la rupture du béton armé confiné par des PRF survient habituellement lorsque la résistance en traction circulaire du PRF est atteinte.

De ce fait, il est primordial de connaître la résistance ultime du recouvrement de PRF ainsi que la déformation qui y est associée afin de quantifier la résistance en compression du béton armé recouvert d'un tel matériau. Cependant, il faut noter que la résistance maximale ainsi que le déplacement maximal des PRF, chargés selon une pression diamétrale, sont différents de ceux obtenus lors d'une sollicitation longitudinale [33]. Plusieurs causes sont énoncées afin d'expliquer la différence entre ces résistances et sont ici rapportées [45] :

1. la courbure du recouvrement ;
2. la déformation non uniforme du béton fissuré ;
3. la présence d'une zone de chevauchement des couches dans laquelle les déformations sont considérablement plus faibles.

L'efficacité d'un recouvrement de PRF est habituellement exprimée sous forme de ratio entre sa déformation à la rupture et celle d'un échantillon de PRF identique testé seul de manière longitudinale. Cela est exprimé à l'équation 2.5 où ϵ_f est la déformation à la rupture de l'échantillon de PRF seul. De plus, le coefficient d'efficacité κ_e est donné à l'équation 2.6. Dans cette équation, les coefficients κ_{e1} et κ_{e2} considèrent respectivement l'inégalité de la capacité du recouvrement sur tout son périmètre ainsi que la différence entre la capacité maximale du recouvrement et celle d'un échantillon de PRF seul [41].

$$\epsilon_{ju} = \kappa_e \epsilon_f \quad (2.5)$$

$$\kappa_e = \kappa_{e1} \kappa_{e2} \quad (2.6)$$

2.5.2 Modèles contraintes-déformations

Tel que mentionné, plusieurs modèles contraintes-déformations pour le béton armé recouvert de PRF sont proposés dans la littérature. Parmi ceux-ci, il y a deux catégories de modèles, c'est-à-dire ceux développés pour le dimensionnement et ceux pour les analyses détaillées. Ainsi les modèles du premier type se veulent simples d'utilisation et conservateurs tandis que les modèles du second type sont axés sur l'exactitude, mais nécessitent des procédures numériques itératives. L'un des modèles de dimensionnement le plus précis disponible dans la littérature est élaboré par *Lam et Teng* [25]. Ils proposent un premier modèle en 2003 qui est illustré à la figure 2.20.

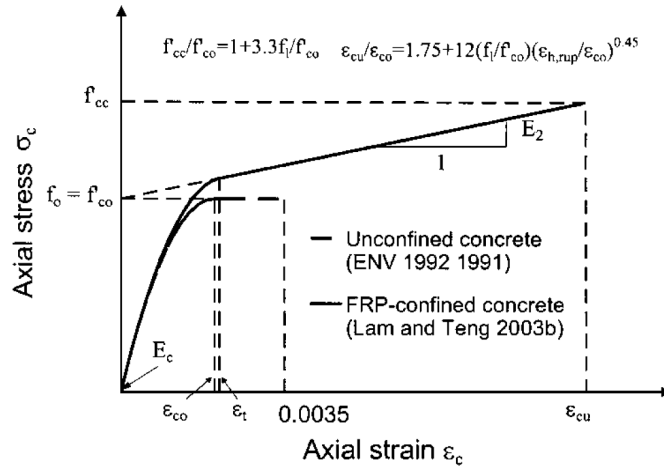


Figure 2.20 – Modèle contrainte-déformation de dimensionnement de Lam et Teng [25]

Toutefois, ce modèle peut mener à une surestimation de la capacité dans certaines situations. Pour cette raison, de nouvelles équations (équations 2.7, 2.8 et 2.9) sont proposées en 2009 par les mêmes auteurs afin de fournir un modèle sécuritaire en les appliquant directement dans le modèle de 2003 [44]. Les équations sont détaillées dans l'article de Lam et Teng [44].

$$\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{co}} = 1,75 + 6,5 \rho_K^{0,8} \rho_\epsilon^{1,45} \quad (2.7)$$

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + 3,5(\rho_K - 0,01)\rho_\epsilon, \text{ si } \rho_K \geq 0,01 \quad (2.8)$$

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1, \text{ si } \rho_K < 0,01 \quad (2.9)$$

où

ϵ_{cu} est la déformation à la rupture du béton confiné

ϵ_{co} est la déformation à la rupture du béton non confiné

ρ_K est le ratio des confinements

ρ_ϵ = ratio des déformations

f'_{cc} est la résistance à la compression du béton confiné

f'_{co} = est la résistance à la compression du béton non confiné

Pour ce qui est des modèles axés sur les analyses détaillées, plusieurs sont publiés dans la littérature. Ils ont tous leurs forces et leurs faiblesses. Lam et Teng ont publié un article en détaillant de nombreux modèles [45]. La figure 2.21 présente une comparaison de plusieurs de ces modèles.

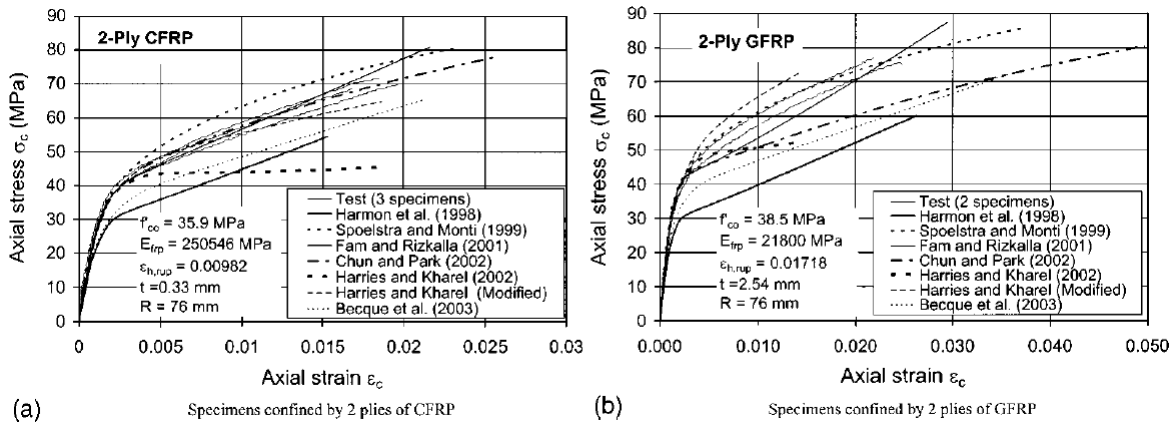


Figure 2.21 – Comparaison des modèles contrainte-déformation [45]

2.5.3 Études numériques sur le béton confiné par des PRF

Des études numériques sur le béton confiné par des PRF démontrent que la capacité en compression d'un tel béton augmente tant dans son axe vertical que latéral. De plus, la ductilité du béton est considérablement augmentée par l'ajout de ce type de recouvrement. En fait, plus grand est le nombre de couches de PRF et plus importante est l'augmentation de la ductilité [15]. De plus, ces études démontrent clairement la pertinence du recouvrement de PRF. En effet, tel que représenté sur la figure 2.22, le comportement de colonnes avec et sans PRF soumises à un déplacement identique est sensiblement moins critique dans le cas où elle est confinée par des PRF. À la figure 2.22, il est possible de remarquer la formation d'une rotule plastique à la base de la colonne en béton sans recouvrement alors que la seconde colonne est endommagée seulement de manière superficielle.

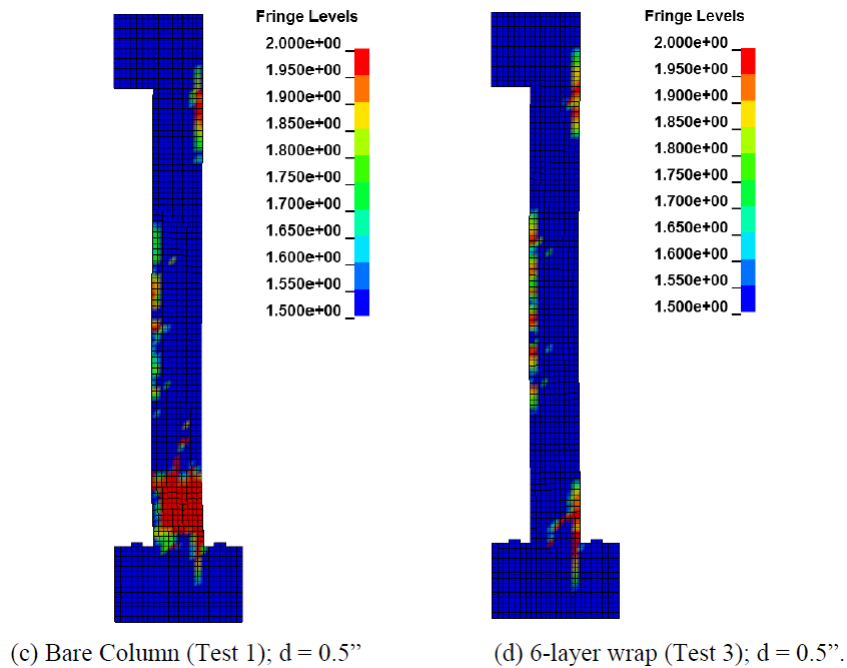


Figure 2.22 – Comparaison de la performance d’une colonne avec et sans PRF [15]

2.5.4 Utilisation des PRF en dynamique des structures

L’état de la Californie est innovateur quant à l’utilisation de recouvrement de PRF pour des piles de ponts. Des milliers de piles existantes ont déjà été recouvertes de PRF à des fins de protection sismique par le *California Transportation Department* et plusieurs autres états des États-Unis leur emboîtent maintenant le pas [43].

En effet, au cours des dernières années, de nombreuses études [37] [24] démontrent que les recouvrements de PRF permettent une amélioration importante du comportement des colonnes soumises à des séismes. Parmi les différents types de PRF, ce sont les PRFC, les polymères renforcés de fibres de carbone, qui sont les plus utilisés en génie parasismique. Le module d’élasticité élevé ainsi que la plus grande résistance en traction au sein des PRF, font des PRFC un choix judicieux pour l’amélioration du comportement sismique.

Les structures construites selon d’anciens codes de dimensionnement font preuve d’une ductilité flexionnelle, d’une résistance au cisaillement et d’une résistance flexionnelle déficientes. Afin de remédier à ce problème, les recouvrements de PRFC permettent d’améliorer la résistance et la ductilité des colonnes grâce au confinement. Également, les recouvrements de PRF ont pour avantage de pouvoir améliorer le comportement parasismique des structures existantes sans travaux destructifs.

2.5.5 États limites des poteaux recouverts de PRF

Les recouvrements de PRF modifient le comportement des poteaux. Cela engendre donc une séquence d'endommagement différente que pour les poteaux sans confinement. Brièvement, l'endommagement des poteaux est retardé par le confinement [4]. Les dommages habituellement causés au béton d'enrobage sur une colonne ne sont pas observables. Le PRF permet de maintenir l'enrobage de béton en place et de limiter sa fissuration. Le tableau 2.4 associe l'endommagement des poteaux avec et sans confinement de PRF aux états limites [23].

Afin de mesurer l'endommagement d'un poteau de PRF et de pouvoir l'associer à un état limite, plusieurs critères d'endommagement sont dressés dans la littérature [23]. Premièrement, les déformations des matériaux peuvent être utilisées. Deuxièmement, les déplacements tels que la ductilité ou les déplacements relatifs inter-étages permettent de quantifier l'endommagement. Troisièmement, la quantité d'énergie dissipée selon la courbe d'hystérésis peut être utilisée. Quatrièmement, l'indice d'endommagement I_w est utilisé sur certains projets [42]. Cet indice s'exprime comme étant la somme du produit des forces et des déplacements à chaque cycle d'une sollicitation hystérétique sur le produit de la force et du déplacement maximal tel que dicté par l'équation 2.10 [23].

$$I_w = \sum_{i=1}^n \frac{H_i \Delta_i}{H'_{max} \Delta_{yI}} \quad (2.10)$$

À ce propos, les recherches de *Jean* [23] portent, entre autres, sur la définition des états limites de poteaux de PRF. Il conclut que parmi les quatre méthodes de mesures d'endommagement préalablement citées, les plus performantes sont celles des déformations des matériaux ainsi que des déplacements. Il propose également des valeurs de déformations du béton régissant les frontières entre les états limites pour les poteaux de PRF. Celles-ci sont présentées au tableau 2.5.

2.6 CONCLUSION SUR LE CHAPITRE

Grâce à la revue de l'état de l'art, il est à noter que les recherches sur les charges d'impact en sont encore au stade embryonnaire. Dans un contexte où les collisions entre les véhicules et les piles de ponts sont de plus en plus fréquentes, des solutions doivent être proposées afin de protéger les usagers de la route.

Tableau 2.4 – Séquence d'endommagement [23]

État limite	Endommagement	
	Poteau sans confinement	Poteau confiné par PRF
Occupation immédiate	Plastification du comportement	Plastification du comportement
	Fissuration de flexion	Aucune déformation permanente
	Aucune déformation permanente	
Sauvegarde de la vie humaine	Fissuration du béton	Endommagement mineur du béton
	Plastification de l'acier longitudinal	Plastification de l'acier longitudinal
	Écaillage léger de l'enrobage	Plastification des étriers
Stabilité structurale compromise	Fissuration du béton	Endommagement majeur du béton
	Plastification de l'acier longitudinal	Plastification de l'acier longitudinal
	Perte d'enrobage	Rupture du renforcement de PRF
	Éclatement du noyau	Perte d'ancrage
	Perte d'ancrage	Flambement de barres
	Flambement de barres	Déformations permanentes rendant difficile le renforcement
	Déformations permanentes rendant difficile le renforcement	

Tableau 2.5 – Définition des états limites de poteaux confinés par du PRF [23]

État limite	Dommages observés	ϵ_c
Occupation immédiate	Fissurations parallèles aux fibres	0,01
Sauvegarde de la vie humaine	Plastification des étriers	0,021
	Fissuration du béton	
Stabilité structurale	Rupture du PRF	0,0324

Puisque les recouvrements de PRF permettent une amélioration importante du comportement dynamique des colonnes en béton armé soumises à des charges sismiques, ils semblent aussi pouvoir doter ces colonnes d'une meilleure capacité à résister aux charges d'impact. De plus, puisque les recouvrements sont PRFC sont ceux préconisés dans le domaine de réhabilitation parasismique, le présent projet s'attarde à ce même type de PRF. Ainsi, les recouvrements de PRFC pourraient éventuellement être une solution multirisque en permettant une mise à niveau des structures à la fois déficiente en résistance parasismique et d'impact. Par ailleurs, pour la suite de ce mémoire, le terme générique PRF est utilisé, mais celui-ci fait toujours référence à des polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC).

Dans le cadre de ce projet, il est question de vérifier l'influence du recouvrement de PRFC sur les propriétés des piles en béton réhabilitées dans un contexte de charge d'impact, c'est-à-dire pour une application dynamique d'une charge élevée et quasi instantanée.

Les connaissances sur le recouvrement du béton par des PRF sont actuellement développées pour les applications statiques et parasismiques, mais ce n'est pas le cas pour les impacts. Cette lacune de l'état de l'art est justement celle qui doit être comblée par ce projet de recherche.

Chapitre 3

Essais expérimentaux

Ce chapitre décrit le montage expérimental ainsi que les essais effectués au cours du projet de maîtrise. Les résultats obtenus expérimentalement sont ensuite détaillés au chapitre 5. Il n'est ici question que de la description des essais ainsi que des analyses nécessaires à leur réalisation.

3.1 NOMENCLATURE

Afin de simplifier la lecture du présent document, les différents essais expérimentaux de piles se voient chacun attribuer une étiquette alphanumérique composée de trois acronymes. D'abord, le nombre de barres (B) d'armature verticales est suivi par le deuxième acronyme qui dicte si le spécimen est érigé avec PRF (PRF) ou sans recouvrement (SR). Finalement, l'étiquette se termine par le taux de chargement utilisé lors de l'essai en pourcentage tel qu'expliqué à la section 3.7. Lorsqu'une pile est abordée de manière générale sans égard au taux de chargement ou parfois même sans égard à la présence de recouvrement de PRF, les deux derniers acronymes peuvent être omis.

Il n'existe physiquement que deux spécimens de piles, B4 et B6, puisque les recouvrements de PRF sont posés sur les spécimens B4-SR et B6-SR après leur essai respectif. Il est à noter qu'une troisième pile (QS) ayant servi pour un essai quasi-statique existe également. Elle ne fait toutefois pas partie de ce projet et ne sera donc plus abordée pour la suite de ce mémoire. À titre indicatif, la liste de ces piles ainsi que leur état avant le début du présent projet de maîtrise sont ici présentés :

1. Pile QS : Pile construite en 2013 ayant subi un essai cyclique quasi-statique au mois de mai 2014 dans le cadre de la maîtrise de François Settecasi [40].
2. Pile B6 : Pile construite en 2013 ayant subi un essai de charge d'impact sans recouvrement de PRF, au mois d'octobre 2014, dans le cadre de la maîtrise de François Settecasi [40].
3. Pile B4 : Pile construite en 2013 et n'ayant subi aucun essai.

3.2 DESCRIPTION DES SPÉCIMENS D'ESSAI

3.2.1 Description de la pile B6

Le spécimen B6 consiste en une pile typique des viaducs du Québec construite à une échelle 1 : 6. En effet, deux fûts de 165 mm de diamètre sont espacés de 500 mm centre-à-centre et sont posés sur une semelle de 1730 mm x 1230 mm x 230 mm. De plus, un chevêtre rectangulaire de 1325 mm x 200 mm x 200 mm est utilisé. L'armature est composée de 32 barres 10M longitudinales ainsi que de 16 étriers 10M distribués dans la semelle. Les fûts contiennent chacun 6 barres d'armature verticales lisses de 6,35 mm de diamètre. Ils sont également confinés grâce à une barre hélicoïdale de 6,35 mm de diamètre ayant un pas de 75 mm et un diamètre d'hélice de 106 mm. L'armature de confinement est prolongée de 1,5 tour à la fois dans la semelle et dans le chevêtre. Quant à la lui, le chevêtre est doté de 12 barres d'armature longitudinales de 6,35 mm de diamètre ainsi que de 13 étriers de 6,35 mm de diamètre également. La figure 3.1 illustre la pile B4 qui est, en apparence, identique à ce spécimen d'essai. De plus, les plans sont disponibles à l'annexe A.

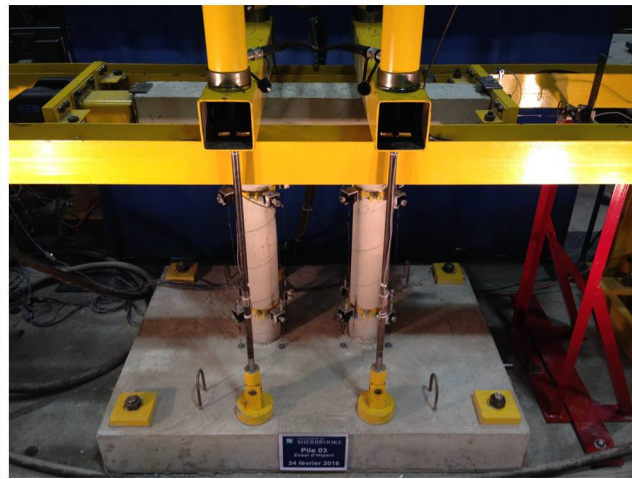


Figure 3.1 – Pile B4

Dans le cadre du projet de maîtrise de *François Settecasi*, un essai dynamique de charge d'impact a déjà été réalisé en 2014 sur cette pile. Dans le cadre du présent projet de maîtrise, le spécimen est réhabilité à l'aide d'un recouvrement de PRF et un nouvel essai dynamique d'impact est effectué. Le plan de réhabilitation de la pile est présenté à l'annexe A tandis que la nature même de l'essai est détaillée à la section 3.7.3.



Figure 3.2 – Pile B4 après réhabilitation

3.2.2 Description de la pile B4

Le spécimen B4, montré à la figure 3.1 est similaire au spécimen B6. En effet, les dimensions de cette pile sont identiques à celles de B6, c'est-à-dire une semelle de 1730 mm x 1230 mm x 230 mm, deux fûts de 165 mm de diamètre espacés de 500 mm centre-à-centre et un chevêtre rectangulaire de 1325 mm x 200 mm x 200 mm. Toutefois, cette pile B4 ne contient que 4 barres d'armature verticales par fût tandis que la pile B6 en comporte 6. De plus, la quantité et le positionnement des jauges d'armature varient. Les plans sont disponibles à l'annexe A.

Deux essais sont effectués sur ce spécimen. D'abord, un essai dynamique d'impact est réalisé. Ensuite, la pile est réhabilitée avec un recouvrement en PRF et un nouvel essai dynamique d'impact est effectué. Le plan de réhabilitation de la pile est présenté à l'annexe A tandis que la nature même des essais est détaillée aux sections 3.7.1 et 3.7.2. La figure 3.2 illustre ce spécimen d'essai après réhabilitation.

3.3 MATÉRIAUX

3.3.1 Béton

Deux mélanges de béton différents sont utilisés dans les piles B6 et B4. En premier lieu, un mélange commercial typique livré par bétonnière est utilisé pour les semelles puisque celles-ci sont d'une importance moindre. En second lieu, les fûts et les chevêtres sont érigés grâce à un mélange ayant un affaissement important fabriqué à l'*Université de Sherbrooke*. Un mélange avec un grand affaissement est utilisé en raison du faible espace entre les barres d'armature. Le mélange utilisé est présenté au tableau 3.1 tandis que les propriétés des deux bétons sont données au tableau 3.2. Les essais réalisés dans le cadre de ce projet de maîtrise ont lieu environ 2 ans après l'érection des piles. De ce fait, il est jugé que la résistance à la compression ainsi que la résistance à la traction le jour des essais

sont identiques pour tous les spécimens bien que quelques semaines les séparent. Tous les essais de caractérisation sont effectués selon la norme CSA A23.2-09.

Ensuite, les propriétés dynamiques du béton sont déterminées pour les fûts et les chevêtres. Les essais de caractérisation dynamiques sont effectués par François Settecasi antérieurement au présent projet et les résultats sont donc tirés de son mémoire de maîtrise [40]. Le tableau 3.3 présente ces résultats. Le ratio de la résistance dynamique sur la résistance statique du béton (DIF) est également donné. Lorsque les essais dynamiques sont effectués, la résistance statique à la compression du béton est estimée à 33,5 MPa soit la moyenne des trois essais à un taux de chargement de 3×10^{-5} . Le DIF est calculé par rapport à cette résistance statique de 33,5 MPa.

Les essais de caractérisation dynamiques sont importants de par l'augmentation de la résistance en fonction du taux de chargement. Le modèle LS-Dyna utilise les résultats du projet de maîtrise de François Settecasi pour la modélisation du béton. Celui-ci s'appuie sur les équations de la norme européenne [29] pour quantifier l'augmentation de la résistance du béton en fonction du taux de chargement. L'équation 3.1 décrit le comportement en compression du béton sollicité dynamiquement tandis que le même phénomène en traction est décrit par l'équation 3.4.

$$DIF = \begin{cases} (\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_s)^{1,026\alpha_s} & \text{pour } \dot{\epsilon} \leq 30 \text{ s}^{-1} \\ \gamma_s (\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_s)^{1/3} & \text{pour } \dot{\epsilon} \geq 30 \text{ s}^{-1} \end{cases} \quad (3.1)$$

sachant que :

$$\log \gamma_s = 6,156\alpha - 2 \quad (3.2)$$

$$\alpha_s = \frac{1}{(5 + 9f_c/f_{co})} \quad (3.3)$$

où

DIF est le ratio de la résistance dynamique sur la résistance statique du béton

$\dot{\epsilon}$ est le taux de déformation dynamique situé entre 30×10^{-6} et 300 s^{-1}

$\dot{\epsilon}_s$ est le taux de déformation quasi-statique ($30 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$)

$f_{co} = 10 \text{ MPa}$

f_c est la résistance statique à la compression du béton

et

$$DIF = \begin{cases} (\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_s)^\delta & \text{pour } \dot{\epsilon} \leq 1,0 \text{ s}^{-1} \\ \beta (\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_s)^{1/3} & \text{pour } \dot{\epsilon} \geq 1,0 \text{ s}^{-1} \end{cases} \quad (3.4)$$

Tableau 3.1 – Composition du mélange de béton pour les fûts et le chevêtre

Propriété	Unités	Densité	Quantité pour 1 m ³
Ciment GU	kg	3,15	352
Eau	kg	1,00	211
Sable 0-5 mm	kg	2,65	782
Pierre 5-10 mm	kg	2,75	1 049
Entraîneur d'air	g	1,00	165
Superplastifiant	g	-	395
Agent de viscosité	mL	-	1 250

Tableau 3.2 – Propriétés des mélanges de béton

Propriété	Unités	Semelle	Fûts et chevêtre
Affaissement	mm	141	155
Teneur en air	%	5,7	4,5
Densité	kg/m ³	2 300	2 330
Compression à 7 jours	MPa	20,1	21,7
Compression à 28 jours	MPa	25,9	27,2
Compression le jour de l'essai	MPa	31,0	37,8
Tension à 28 jours	MPa	-	4,5
Tension le jour de l'essai	MPa	-	5,1

Tableau 3.3 – Résistance à la compression du béton soumis à des essais de caractérisation dynamiques [40]

Taux de déformation (s ⁻¹)	f _c (MPa)	DIF
3 x 10 ⁻⁰⁵	33,8	1,009
	32,8	0,981
	33,8	1,010
1,5 x 10 ⁻⁰⁴	34,6	1,033
	35,1	1,049
3 x 10 ⁻⁰⁴	35,3	1,055
	36,7	1,097

sachant que :

$$\log \beta = 6\delta - 2 \quad (3.5)$$

$$\delta = \frac{1}{(1 + 8f_c/f_{co})} \quad (3.6)$$

où

DIF est le ratio de la résistance dynamique sur la résistance statique du béton

$\dot{\epsilon}$ est le taux de déformation dynamique situé entre 10^{-6} et 160 s^{-1}

$\dot{\epsilon}_s$ est le taux de déformation quasi-statique (10^{-6} s^{-1})

$f_{co} = 10 \text{ MPa}$

f_c est la résistance statique à la compression du béton

Les résultats obtenus au tableau 3.3 confirment les équations 3.1 à 3.6. En effet, la figure 3.3 compare les résultats obtenus par les essais de caractérisation avec ceux fournis par les équations et la tendance générale est respectée.

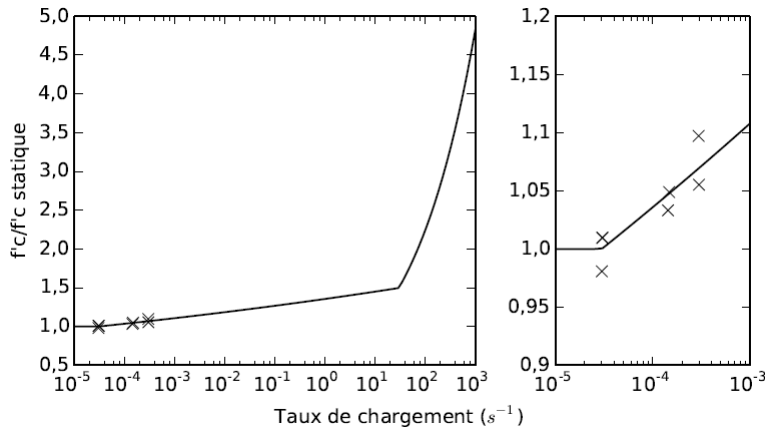


Figure 3.3 – Augmentation de la résistance à la compression avec le taux de chargement [40]

3.3.2 PRF

Pour ce qui est du recouvrement de PRF, le produit *SikaWrap® Hex 103C* est utilisé. Ce produit doit être jumelé avec la résine époxydique *Sikadur®-300*. De plus, une seconde résine époxydique *Sikadur®-330* doit préalablement être appliquée lorsque le *SikaWrap® Hex 103C* est employé sur une surface verticale telle qu'un fût. Ces trois produits sont donc utilisés et une seule couche de *SikaWrap® Hex 103C* est mise en place sur les fûts avec un chevauchement de 150 mm. De plus, une seconde couche de 150 mm de hauteur est appliquée au sommet ainsi qu'à la base de chaque fût afin d'assurer une bonne performance du recouvrement en ces zones critiques.

Afin de valider le comportement du PRF, des essais de caractérisation sont réalisés sur le matériau selon la norme ASTM D3039/D3039M - 14. Le tableau 3.4 présente les résultats obtenus ainsi que les valeurs fournies par la fiche technique pour une seule couche de *Sika Wrap® Hex 103C*. La déformation ultime obtenue est la même que celle du fournisseur. Néanmoins, le module de Young est 23% plus élevé ce qui mène à une résistance ultime supérieure à celle de la fiche technique.

3.3.3 Acier

Des barres de 10M sont utilisées pour la construction de la semelle tandis que des barres lisses de 6,35 mm de diamètre sont employées dans tout le reste des spécimens. L'acier utilisé pour les piles B6 et B4 provient de la même livraison et les propriétés sont donc considérées identiques. Les essais de caractérisation de l'acier sont effectués par François Settecasi et les résultats présentés ici sont donc tirés de son mémoire [40]. Des essais quasi-statiques sont effectués sur les deux types de barres d'armature en plus d'essais dynamiques sur les barres lisses de 6,35 mm de diamètre. Les tableaux 3.5 et 3.6 ainsi que la figure 3.4 présentent les résultats des essais de caractérisation.

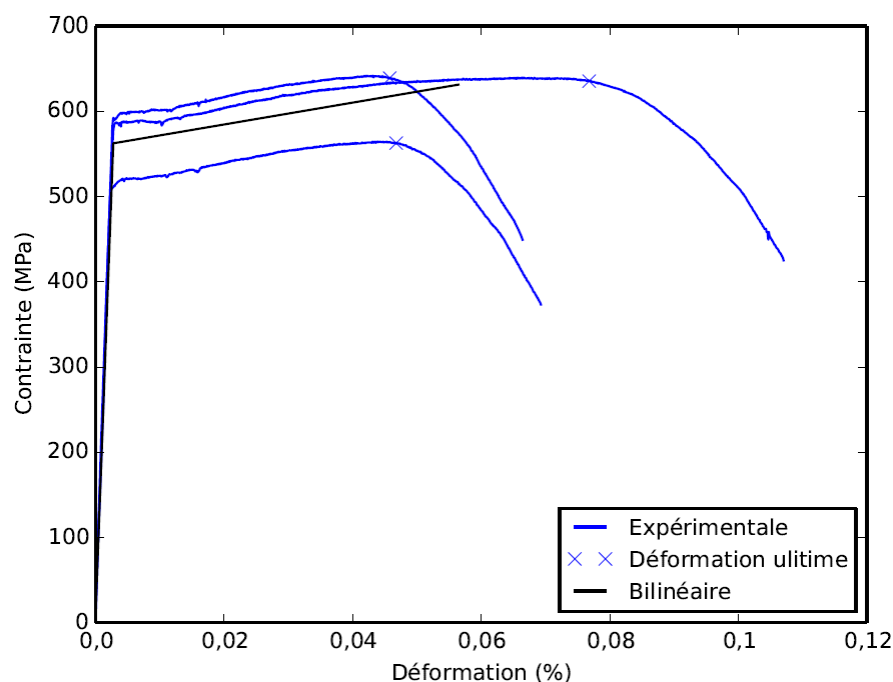


Figure 3.4 – Essais de traction quasi-statique des barres Ø 6,35 mm [40]

Selon le tableau 3.6, il y a une légère augmentation de la résistance en fonction du taux de chargement. Cela correspond au modèle de Cowper Symonds qui est utilisé par

Tableau 3.4 – Propriétés du *Sika Wrap® Hex 103C*

	E (MPa)	Δ_r E %	f_u (MPa)	Δ_r f_u %	ϵ_u
Fiche technique	70 552	-	849	-	0,0112
Échantillon 1	85 876	21,7	1049	23,6	0,0122
Échantillon 2	78 628	11,4	873	2,8	0,0111
Échantillon 3	95 034	34,7	1071	26,1	0,0113
Échantillon 4	89 266	26,5	947	11,5	0,0106
Échantillon 5	85 035	20,5	981	15,5	0,0115
Moyenne	86 768	23,0	984	15,9	0,0113

Tableau 3.5 – Propriétés statiques des barres d’armature [40]

Propriété	Unités	Ø 6,35 mm	10M
Diamètre	mm	6,35	11,3
Aire	mm ²	31,7	100
Module élastique	MPa	200 300	199 500
Module plastique	MPa	1283	-
F_{yqs}	MPa	562	485
F_u	MPa	631	-

Tableau 3.6 – Propriétés dynamiques des barres d’armature [40]

Taux de chargement (s ⁻¹)	f_y (MPa)	f_y / f_{yqs} $f_{yqs} = 562$ MPa	f_y / f_{ys} $f_{ys} = 540$ MPa
4,17 x 10 ⁻⁰⁴	592	1,052	1,096
	510	0,906	0,944
	585	1,040	1,083
10 ⁻⁰³	604	1,072	1,118
	558	0,990	1,032
	555	0,986	1,028
10 ⁻⁰²	551	0,978	1,020
	568	1,009	1,052
	563	1,000	1,043
10 ⁻⁰¹	587	1,043	1,087
	602	1,069	1,115
	603	1,071	1,117

le logiciel LS-Dyna. Ce modèle décrit cette augmentation de la résistance par l'équation 3.7 où f_y , f_{ys} et $\dot{\epsilon}$ sont respectivement la résistance dynamique, la résistance statique et le taux de chargement tandis que C et p sont des paramètres propres au matériau [20].

$$\frac{f_y}{f_{ys}} = 1 + \left(\frac{\dot{\epsilon}}{C} \right)^{1/p} \quad (3.7)$$

$$\frac{f_y}{f_{ys}} = 1 + \left(\frac{\dot{\epsilon}}{3200} \right)^{1/5} \quad (3.8)$$

Ensuite, tel que présenté à l'équation 3.8 la littérature propose l'utilisation de $C = 3200$ et $p = 5$ [31]. Ce sont ces valeurs qui sont utilisées dans le cadre de ce projet de par le manque de données disponibles sur la caractérisation de l'acier. De plus, l'essai quasi-statique présenté au tableau 3.5 fournit une valeur de $f_y = 562$ pour un taux de chargement $\dot{\epsilon} = 4,17 \times 10^{-04}$. C'est avec ces valeurs appliquées à l'équation 3.8 que la résistance statique de $f_{ys} = 540$ MPa est obtenue et utilisée au tableau 3.6.

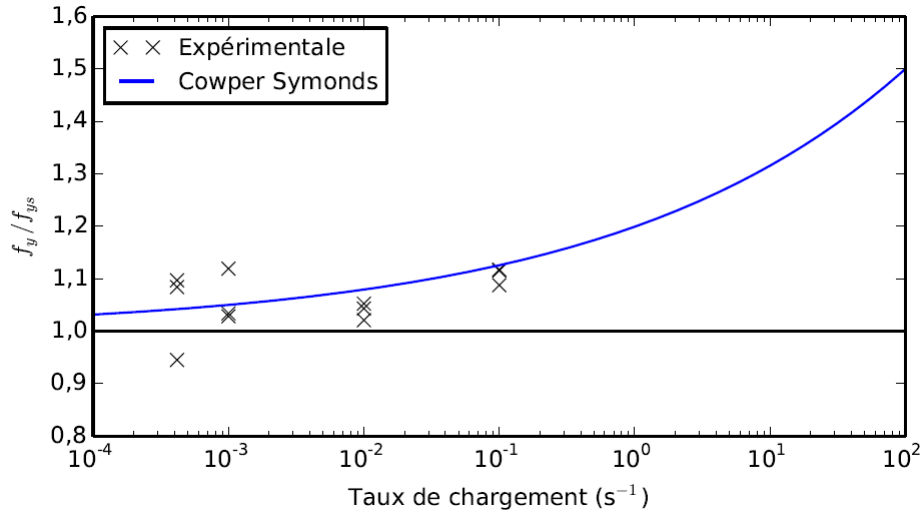


Figure 3.5 – Modèle Cowper Symonds [40]

La figure 3.5 compare le comportement obtenu par l'équation 3.5 avec les essais de caractérisation. Selon cette même figure, il est possible d'affirmer que le modèle Cowper Symonds correspond adéquatement au comportement des barres d'armatures utilisées dans la construction des spécimens.

3.4 MONTAGE EXPÉRIMENTAL

Le montage expérimental est exactement le même pour tous les essais. Il a été conçu par Louis-Landry Michaud. Cet ancien étudiant à la maîtrise a dimensionné ce montage

au cours de ses recherches, mais son projet a finalement porté sur un autre aspect des charges d'impact [26]. Quant à la nomenclature utilisée, toutes les figures et photos pour la suite de ce mémoire sont prises en situant le lecteur du côté Sud du montage. De plus, l'impact provient du côté Ouest.

Les spécimens d'essai sont ancrés aux 4 extrémités de la semelle à l'aide de 4 tiges d'acier *Stressproof*, de 38,1 mm de diamètre, dans la dalle du laboratoire. De plus, afin de s'assurer que le chevêtre ne se déplace que dans l'axe de chargement, une structure de guidage est ajoutée à la pile. Cette structure comporte des rouleaux en acier afin de réduire le frottement qui serait créé si le chevêtre venait toucher à la structure de guidage elle-même.

Un vérin hydraulique dynamique MTS, d'une capacité de 250 kN, est utilisé pour appliquer la charge. Un tel vérin est choisi en raison de sa capacité à effectuer des chargements très rapides tels que requis dans un essai de charge d'impact. En effet, le vérin est doté d'une servovalve à trois étages, de deux accumulateurs d'huile hydraulique et d'un accumulateur externe HSM ayant une capacité de 113 litres à 20.7 MPa. Le vérin est appuyé à l'extrémité Ouest du chevêtre.

Ensuite, 4 vérins *Enerpac* ainsi que 4 tiges en acier ancrées à la dalle sont utilisés pour appliquer la charge axiale détaillée à la section 3.5. Afin que ce système puisse se déplacer latéralement sans poser de résistance au vérin hydraulique, des rotules sont ajoutées aux tiges en acier au niveau de la semelle. La figure 3.6 présente le montage expérimental lors des essais tandis que la figure 3.7 résume schématiquement les principaux éléments mentionnés ci-dessus.

3.5 SUPERSTRUCTURE

Tel que mentionné à la section 3.4, une charge axiale est appliquée sur la pile. Celle-ci permet de représenter la superstructure qui se trouve habituellement sur la pile de pont. La superstructure choisie pour ce projet a été dimensionnée par *François Settecasi* [40] en amont de ce projet. La figure 3.8 représente ce dimensionnement tandis que le tableau 3.7 dresse la liste de ses propriétés. Il faut noter que seule la moitié de la masse de la superstructure est appliquée à la pile en considérant un viaduc composé de deux culées et une seule pile.



Figure 3.6 – Montage expérimental : a) Sommet du fût Ouest b) Sommet du fût Est c) Base du fût Ouest d) Base du fût Est e) Perspective Sud-Ouest du montage f) Perspective Sud-Est du montage g) Vue en élévation de la face Sud du montage

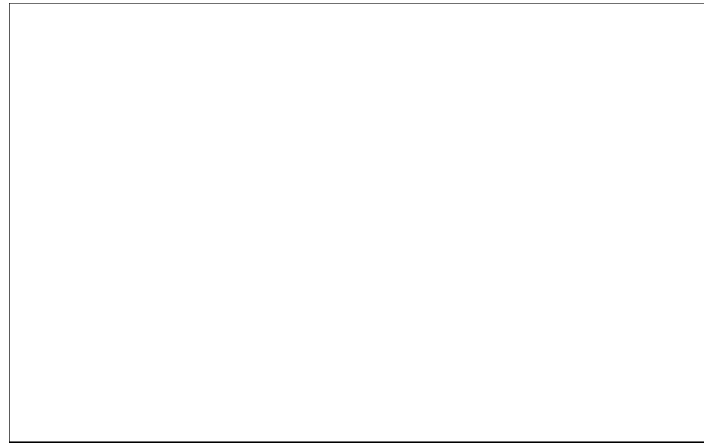


Figure 3.7 – Montage expérimental [40]

3.6 INSTRUMENTATION

En plus de la cellule de force du vérin hydraulique ainsi que son potentiomètre interne, les échantillons sont munis de 16 potentiomètres répartis en 4 anneaux fixés au sommet et à la base de chaque fût. Ces potentiomètres ainsi placés permettent de mesurer à la fois le déplacement vertical des fûts ainsi que leur rotation. De plus, 2 autres potentiomètres sont placés sur la semelle et le chevêtre afin de vérifier l'immobilité de la première et de mesurer la mobilité du second. Également, 6 jauges de déformations à béton sont positionnées sur le chevêtre, soit 3 au-dessus de chaque fût, afin de connaître les efforts et les déplacements

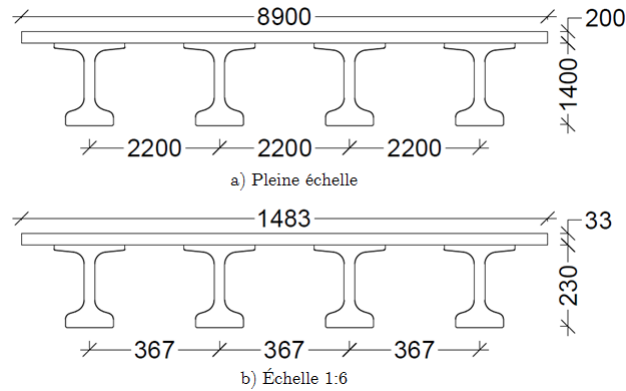


Figure 3.8 – Schéma de la superstructure

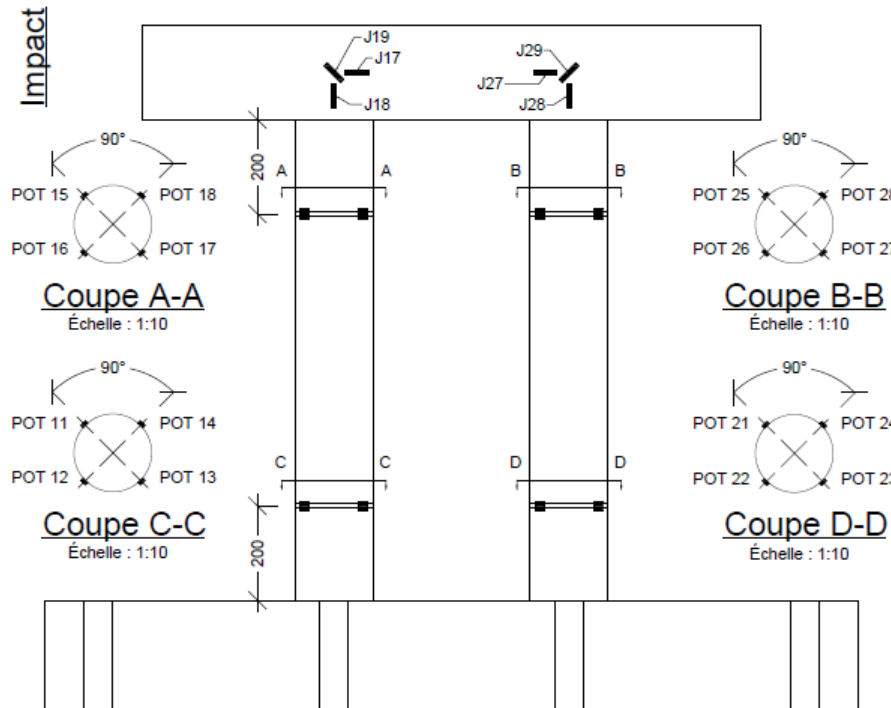
Tableau 3.7 – Propriétés de la superstructure

Propriété	Unités	Échelle 1 : 1	Facteur de Cauchy*	Échelle 1 : 6
Masse des poutres		319		1,48
Masse de la dalle		256		1,19
Masse des chasses-roues	Tonnes	36	$\frac{1}{6^3}$	0,17
Masse du pavage		75		0,35
Masse des diaphragmes		28		0,13
Masse totale		714	$\frac{1}{6^3}$	3,31
Masse sur la pile	Tonnes	357	$\frac{1}{6^3}$	1,65
Inertie verticale	mm^4	$1,27 \times 10^{12}$	$\frac{1}{6^4}$	$9,83 \times 10^8$
Inertie latérale	mm^4	$8,39 \times 10^{11}$	$\frac{1}{6^4}$	$6,47 \times 10^8$
Rigidité latérale	kN/mm	4,92	$\frac{1}{6}$	0,821
Hauteur du centroïde	mm	1039	$\frac{1}{6}$	173

*Le concept du facteur de Cauchy est détaillé à la section 4.1.

du béton du chevêtre. Un accéléromètre est aussi utilisé. Tous ces appareils de mesure constituent l'instrumentation externe des piles et sont schématisés à la figure 3.9.

Pour ce qui est de l'instrumentation interne, 14 jauges de déformations à acier sont mises en places sur les barres d'armature de la pile B6 et 19 sur la pile B4. Les 14 premières sont situées sensiblement aux mêmes endroits pour les deux spécimens telles qu'illustrées à la figure 3.10. La pile B4 se voit doter de 5 jauges supplémentaires afin de mieux évaluer son comportement. De plus, les jauges sont positionnées de manière légèrement différente qu'à la figure 3.10 en raison du nombre de barres d'armature verticales différent. Le positionnement exact de ces jauges peut être consulté à l'annexe A.



Finalement, pour les essais après réhabilitation, 4 jauges de déformations supplémentaires sont ajoutées aux fûts afin de mesurer l'expansion axiale du recouvrement en PRF. Ces jauges sont placées au sommet et à la base de chaque fût tel que présenté à la figure 3.11. En effet, ce sont à ces endroits que la sollicitation du PRF est maximale.

3.7 COURBES DE CHARGEMENT

3.7.1 Premier essai - Avant la réhabilitation - Pile B4-SR

Le premier essai est effectué sur la pile B4-SR et vise à reproduire le comportement de celle-ci lorsqu'elle est soumise à une charge d'impact. Pour ce faire, les résultats de l'étude de *Buth* [7] présentés dans un rapport émis par le département des transports du Texas afin de guider les ingénieurs dans le dimensionnement des piles de pont sont utilisés. En effet, cette étude fournit la force que subit une pile de pont en fonction du temps lors de l'impact de différents types de véhicules. Dans le cadre de ce projet de maîtrise, un camion semi-remorque de 356 kN ayant une cargaison considérée rigide et roulant à 80 km/h (80 000 lb à 50 mph) est choisi. La figure 3.12a présente la force d'impact produite par un tel camion.

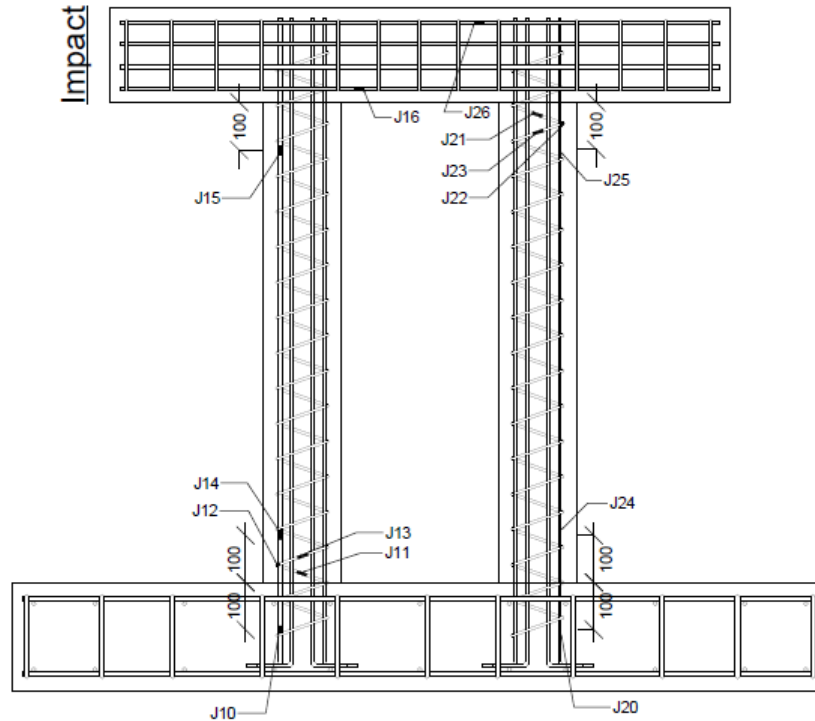


Figure 3.10 – Instrumentation interne de la pile B6

Ce chargement est utilisé, car, tel que démontré à la section 2.2.2.2, la vitesse de 80 km/h du camion est celle produisant une force d'intensité maximale. De plus, la section 2.2.2.3 explique que les forces les plus critiques sont provoquées par des cargaisons rigides de masses importantes. C'est donc le chargement qui devrait, selon toute logique, causer l'endommagement le plus important. Il faut également noter que ce chargement, déterminé par l'étude de *Buth* [7], est applicable à la pile de ce projet, car, tel qu'expliqué à la section 2.2.2.1, ces courbes de chargement sont sensiblement identiques pour tous les diamètres et les géométries de fûts conventionnels.

Le spécimen expérimental ne comporte que la pile de pont étudiée et non la superstructure. Afin de prendre en considération l'influence de la superstructure sur le comportement de la pile, la force d'impact est appliquée numériquement aux sommets des fûts dans un modèle LS-Dyna comprenant la pile ainsi que la superstructure. Le déplacement créé par la charge d'impact est mesuré numériquement au chevet et c'est ce déplacement numérique qui est appliqué expérimentalement sur la pile à l'aide d'un vérin. D'ailleurs, cela permet de contrôler le vérin en déplacement plutôt qu'en force et simplifie donc la méthodologie expérimentale.

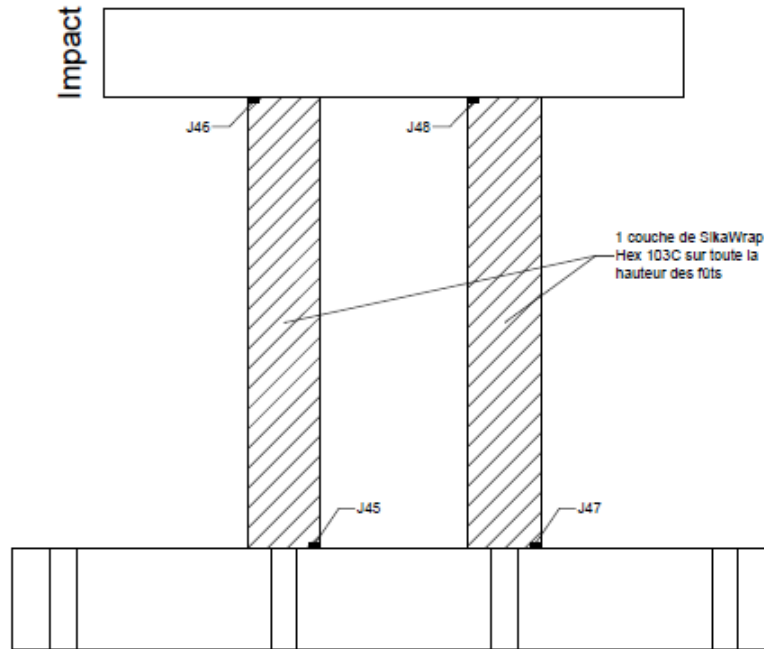


Figure 3.11 – Instrumentation du recouvrement en PRF

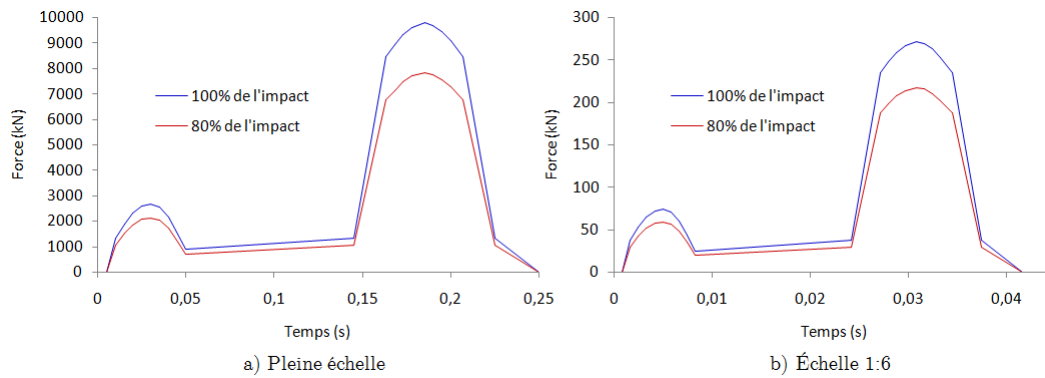


Figure 3.12 – Force d'impact produite par un semi-remorque de 356 kN à 80 km/h [7]

La figure 3.12b présente le chargement appliqué dans le modèle numérique après mise à l'échelle selon les facteurs de Cauchy (voir section 4.1) tandis que la figure 3.13 illustre le déplacement au chevêtre obtenu dans LS-Dyna. Cette courbe présente donc le chargement expérimental en déplacement. De plus, il faut noter qu'un facteur multiplicatif de 0,8 est appliqué au spectre d'impact afin de limiter le déplacement maximal sous une valeur de 40 mm. Cette limite est imposée afin d'éviter une trop grande fissuration qui empêcherait la réhabilitation subséquente.

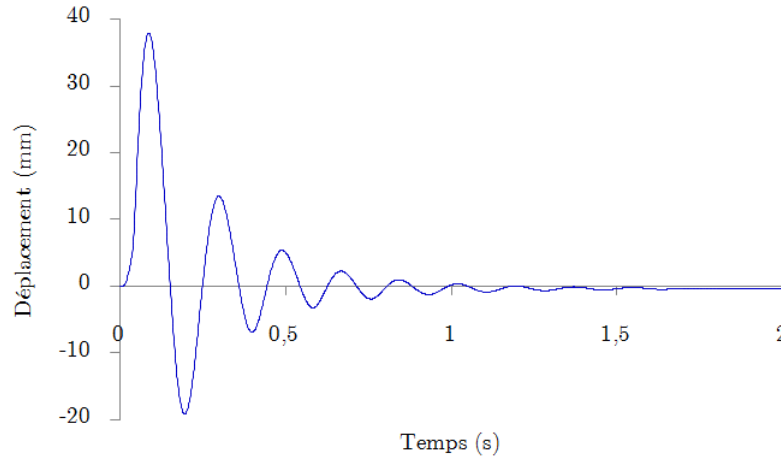


Figure 3.13 – Déplacement de la pile B4 lorsqu'elle est soumise à la charge d'impact

3.7.2 Deuxième essai - Après la réhabilitation - Pile B4-PRF

La courbe de chargement est déterminée de manière analogue au premier essai. En effet, la même charge d'impact numérique, multipliée par 0,8, illustrée à la figure 3.12b est appliquée numériquement à un modèle LS-Dyna duquel le déplacement au chevron est utilisé comme chargement expérimental. La seule différence dans l'obtention de la courbe de chargement provient de la modélisation du PRF dans l'analyse numérique.

Lors de l'essai, la pile démontre un bon comportement et peu d'endommagement. De ce fait, deux chargements subséquents sont exécutés. Ces chargements sont à nouveau calculés à partir du modèle numérique avec superstructure, mais en utilisant cette fois-ci des facteurs de pondération de 1,0 ainsi que de 1,2. L'objectif est alors de connaître l'impact auquel la pile réhabilitée est en mesure de résister. Les trois courbes de chargement obtenues pour l'essai sont présentées à la figure 3.14.

Il faut noter la très grande similitude entre les courbes à 80% aux figures 3.13 et 3.14. En effet, l'ajout de PRF ne modifie pas de manière importante le déplacement global de la pile.

3.7.3 Troisième essai - Après la réhabilitation - Pile B6-PRF

D'abord, ce spécimen a été initialement testé par François Settecasi en 2014 de la même manière que la pile B4-SR. En effet, la courbe de chargement avait été déterminée par le même processus. Toutefois, le spectre d'impact ne s'était vu attribuer qu'un facteur de pondération de 0,9. Ce facteur était suffisant pour limiter le déplacement maximal à 40 mm en raison de la présence d'un plus grand nombre de barres verticales dans les fûts.

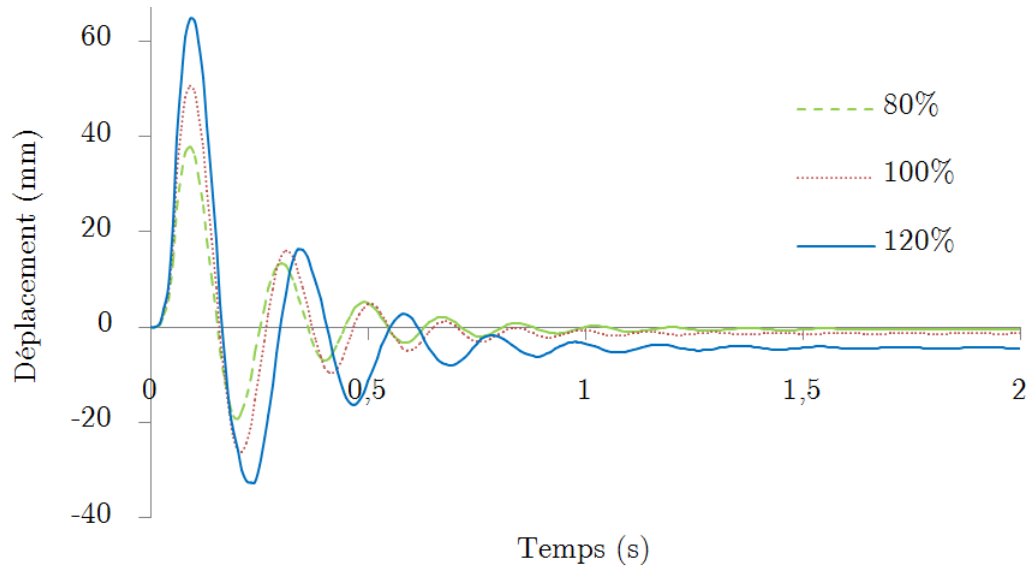


Figure 3.14 – Déplacement de la pile B4 lorsqu'elle est soumise à la charge d'impact

De ce fait, pour être concordant avec cet essai initial, le facteur de pondération appliqué aux forces d'impact dans le modèle LS-Dyna de la pile B6-PRF est également de 0,9 pour la première courbe de chargement. De plus, tel qu'au deuxième essai, des courbes de chargement pour des facteurs de pondération 1,0 et 1,2 sont également appliquées subséquemment à la pile B6-PRF. La figure 3.15 présente la courbe de chargement obtenue pour l'essai après réhabilitation de la pile B6.

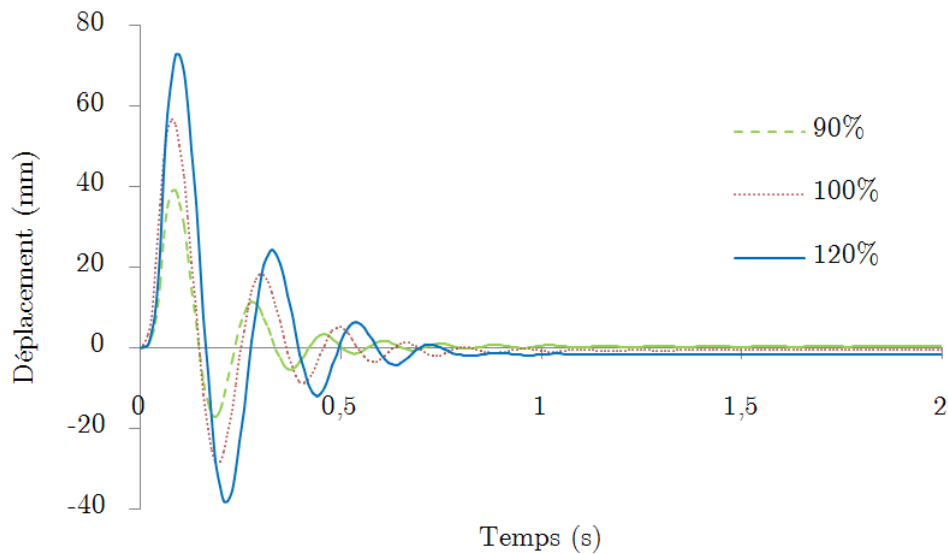


Figure 3.15 – Déplacement de la pile B6 lorsqu'elle est soumise à la charge d'impact

Il faut noter que pour des impacts de 100% et de 120%, le déplacement est plus important pour la pile B6-PRF que la pile B4-PRF alors que la pile B6-PRF est pourtant dotée d'une plus grande quantité d'armatures verticales. Cela s'explique en raison du fait que l'endommagement progressif est seulement pris en compte dans les courbes de chargement de la pile B6-PRF. En effet, en raison des contraintes de l'échéancier, les courbes de chargement à 100% et 120% sont obtenues dans le même modèle numérique que celle à 80% pour la pile B4-PRF. Puisque le modèle numérique avec superstructure ne tient alors pas compte de l'endommagement subi par les chargements antérieurs, il surestime la rigidité de la pile. Sachant que surestimation de la rigidité est synonyme de sous-estimation des déplacements, il est donc normal d'obtenir des courbes de chargement avec déplacements plus faibles. Néanmoins, pour l'essai sur la pile B6-PRF, le modèle numérique est corrigé afin de considérer cet endommagement successif et la perte de rigidité qu'il provoque en appliquant successivement les chargements dans un même modèle numérique.

Chapitre 4

Modèles numériques

Afin de modéliser numériquement le comportement des spécimens d'essai détaillés au chapitre précédent, des modèles numériques sont produits dans LS-Dyna. Ce chapitre traite de ces modèles en décrivant les techniques de modélisation utilisées.

4.1 LOI DE SIMILITUDE DE CAUCHY

Les spécimens expérimentaux de piles de ponts testés au cours de ce projet respectent un facteur de 1/6 par rapport aux dimensions des modèles de piles originales. Deux types de similitudes sont habituellement utilisés dans le cas d'échantillons à l'échelle, soit la similitude de Cauchy et la similitude de Froude. La première est adéquate lorsque les forces de restitution sont essentiellement élastiques tandis que la seconde s'applique mieux dans les essais où la gravité joue un rôle prédominant [1]. Dans le cas de ce projet, il est donc choisi d'utiliser la loi de similitude de Cauchy de par l'importance des forces latérales.

La loi de similitude de Cauchy stipule que le nombre de Cauchy (équation 4.1 doit être identique pour l'échantillon et pour le modèle original [1]. De ce fait, le tableau 4.1 présente les relations de similitude à utiliser pour diverses quantités essentielles en génie civil. Il y a trois facteurs de base qui définissent l'ensemble des ratios applicables à chaque quantité. Dans le cas présent, le facteur λ est 6 tandis que les facteurs e et ρ sont tous deux égaux à 1. En effet, bien que les échantillons expérimentaux soient de plus faibles dimensions que les modèles originaux, les modules d'élasticité des différents matériaux ainsi que leur masse volumique sont inchangés.

$$C_N = \rho v^2 / E \quad (4.1)$$

4.2 MODÉLISATION DU BÉTON

Toutes les composantes de la structure érigées en béton sont modélisées par des éléments appelés solides dans LS-Dyna. Ceux-ci sont, en réalité, des éléments plaques formant des prismes rectangulaires. Le matériau utilisé est le modèle de *Karagozian & Case* désigné

Tableau 4.1 – Facteurs de la loi de similitude de Cauchy [1]

Quantité	Symbole	Relation de Cauchy	Facteur à utiliser
Longueur	L	$L_O = \lambda L_S$	6
Module d'élasticité	E	$E_O = e E_S$	1
Masse volumique	ρ	$\rho_O = \rho \rho_S$	1
Aire	A	$A_O = \lambda^2 A_S$	36
Volume	V	$V_O = \lambda^3 V_S$	216
Masse	M	$M_O = \rho \lambda^3 M_S$	216
Vitesse	v	$v_O = e^{1/2} \rho^{-1/2} v_S$	1
Accélération	a	$a_O = e \rho^{-1} \lambda^{-1} a_S$	1/6
Force	F	$F_O = e \lambda^2 F_S$	36
Moment	M	$M_O = e \lambda^3 M_S$	216
Contrainte	σ	$\sigma_O = e \sigma_S$	1
Déformation	ϵ	$\epsilon_O = \epsilon_S$	1
Temps	t	$t_O = \lambda e^{-1/2} \rho^{1/2} t_S$	6
Fréquence	f	$f_O = \lambda^{-1} e^{1/2} \rho^{-1/2} f_S$	1/6

* Les indices O et S font respectivement références aux modèles originaux et aux spécimens expérimentaux.

MAT072. Ce dernier est abordé en profondeur à la section 2.4.3.2. Sommairement, ce modèle est défini par une liste exhaustive de paramètres. Toutefois, il est possible de générer automatiquement ces paramètres en fournissant seulement la densité et la résistance sans confinement à la compression statique du béton. Cette génération automatique est utilisée pour les modèles numériques en utilisant une densité de 2 330 kg/m³ ainsi qu'une résistance à la compression de 37,8 MPa tel qu'obtenu au tableau 3.2. Cependant, une résistance à la compression de 34,4 MPa est utilisée pour le modèle de la pile B6-SR. Cet essai a été réalisé au mois d'octobre 2014 par François Settecasi [40] et un modèle numérique sur cet essai est généré afin de comparer ses résultats sans confinement avec ceux obtenus pour la pile B6-PRF qui est analysée dans ce projet.

Ainsi, bien que la génération automatique des paramètres du modèle de béton simplifie grandement sa modélisation, certaines corrections sont nécessaires. D'abord, le modèle définit automatiquement une résistance à la traction inférieure à ce qui est obtenu lors des essais de caractérisation. De ce fait, cette résistance est corrigée dans le modèle numérique pour 5,1 MPa afin de concorder avec le tableau 3.2.

Également, il est nécessaire d'ajouter un facteur DIF afin de considérer l'augmentation de la résistance à la compression et à la traction du béton lorsqu'il est soumis à un essai dynamique. Le calcul de ce DIF est basé sur les équations 3.1 à 3.6 tirées de la norme

européenne [29]. La figure 4.1 présente la courbe utilisée dans le modèle numérique et basée sur une résistance à la compression statique de 37,8 MPa. Encore une fois, une courbe similaire pour une résistance à la compression statique de 34,4 MPa est également calculée pour le modèle concerné de la pile B6.

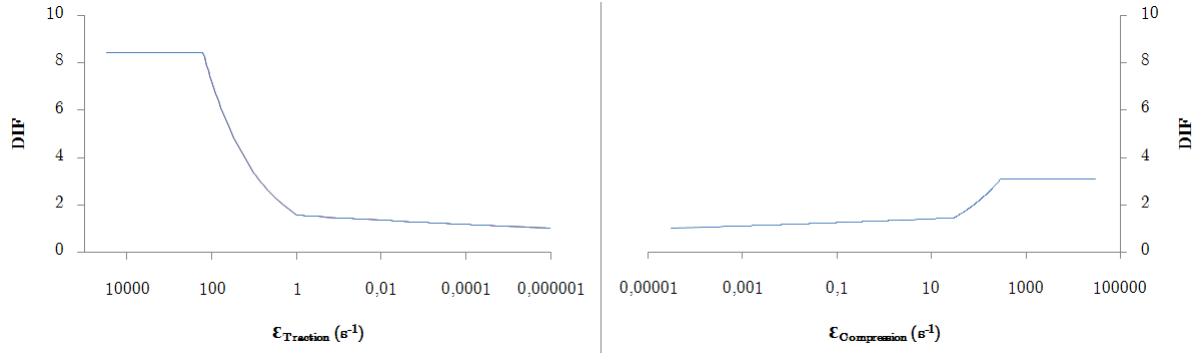


Figure 4.1 – Facteur d’amplification dynamique de la résistance du béton selon le taux de chargement

4.3 MODÉLISATION DU RECOUVREMENT EN PRF

Afin de modéliser le recouvrement en PRF dans le modèle numérique, les travaux de la firme *Karagozian & Case* publiés en 2012 par *Crawford et al.* [15] sont utilisés à titre de référence. En effet, ils suggèrent différentes méthodes de confinement applicables au modèle de béton utilisé dans le cadre du présent projet, c’est-à-dire le modèle *Karagozian & Case*.

4.3.1 Confinement implicite

Tel qu’abordé à la section 2.4.4, il existe plusieurs méthodes afin de modéliser le recouvrement en PRF. D’abord, il est possible de recourir à un confinement explicite. Il consiste à appliquer une pression directement sur le béton confiné. Toutefois, dans le cas présent, la pression de confinement varie en fonction de la fissuration du béton qui cause l’élongation du PRF. De ce fait, il est plus juste d’utiliser un confinement implicite.

Grâce au modèle de *Karagozian & Case*, il est possible de modéliser directement un matériau de béton confiné [15]. Néanmoins, il est démontré que ce n’est pas la méthode la plus exacte quant à la modélisation d’un béton armé recouvert de PRF [15].

La solution consiste à modéliser le recouvrement en PRF par des éléments barres disposés en anneaux circulaires dont les noeuds sont les mêmes que les noeuds des éléments

solides en surface des fûts de béton. Autrement dit, les éléments barres et les éléments solides partagent les mêmes noeuds. Également, les éléments barres sont dotés d'une épaisseur t égale à l'épaisseur de la feuille de PRF ainsi que d'une hauteur h égale à la hauteur des éléments solides de béton. La figure 4.2 illustre la modélisation d'un tel confinement. Sur le fût de gauche, le béton est caché afin de voir les éléments barres tandis que le fût de droite est visible en entier. Il y a 32 éléments solides en périphérie d'un fût ce qui engendre un total de 32 éléments barres pour chaque anneau circulaire.

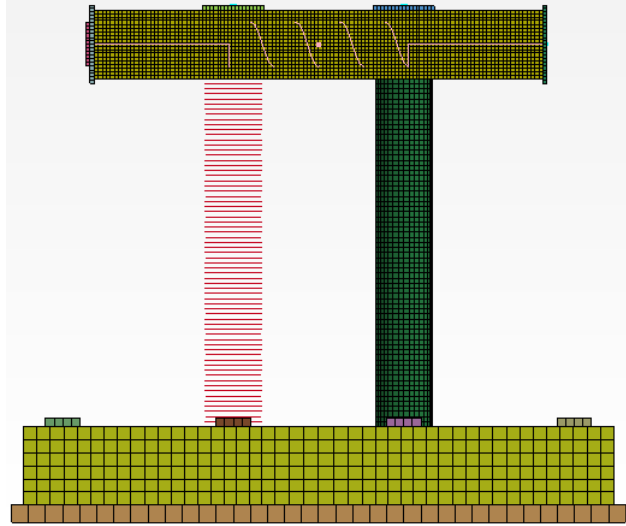


Figure 4.2 – Modélisation du recouvrement en PRF

4.3.2 Modèle Mat_003

Le PRF est modélisé à l'aide du modèle *Mat_003* de *LS-Dyna*. Ce modèle correspond à un matériau élastique avec plateau plastique. La figure 4.3 illustre son comportement. L'utilisation d'une courbe bilinéaire permet une représentation adéquate du comportement des PRF tout en assurant une grande efficacité dans le temps de calculs comparativement à des modèles plus complexes. Cette simplification du comportement dans le domaine plastique n'est pas exacte, mais n'influence en aucun cas les résultats. En effet, tel qu'il sera démontré, la plastification du PRF n'est pas atteinte dans le présent projet.

De plus, le tableau 4.2 présente les paramètres attribués au matériau en question. Le choix de la valeur qui leur est attribuée est ici discuté.

RO*, *E*, *PR* et *SIGY : Premièrement, les valeurs de masse volumique (*RO*), module de Young (*E*), coefficient de Poisson (*PR*) et limite d'élasticité (*SIGY*) sont prises directement à partir des propriétés fournies dans la fiche technique du *SikaWrap Hex*

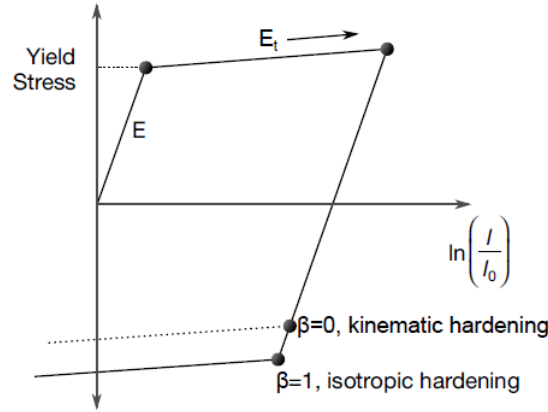


Figure 4.3 – Comportement du matériau Mat_003 [20]

Tableau 4.2 – Propriétés de matériau pour le PRF

Variable	Signification	Valeur
RO	Masse volumique	1800 kg/m ³
E	Module de Young	70 550 MPa
PR	Coefficient de Poisson	0,45
SIGY	Limite d'élasticité	849 MPa
ETAN	Module tangent post-plastification	705,5 MPa
BETA	Paramètre de durcissement	1.0
SRC	Paramètre C du taux de chargement	0.0
SRP	Paramètre P du taux de chargement	0.0
FS	Déformation à la rupture plastique	0.1 %
VP	Modèle du taux de chargement	0.0

103C ou dans celles obtenues lors des essais de caractérisation. Ces valeurs sont listées au tableau 3.4. Ainsi, les modèles servant à la comparaison des modèles numériques aux essais expérimentaux utilisent les données obtenues lors des essais de caractérisation tandis que les modèles numériques théoriques, servant à l'analyse paramétrique détaillée au chapitre 7, emploient les paramètres de la fiche technique. Ce sont ces derniers qui sont présentés dans le tableau 4.2.

ETAN : Deuxièmement, le module tangent post-plastification (*ETAN*) n'est pas applicable pour du PRF. Toutefois, *Crawford et al.* [15] conseillent l'utilisation de 1% du module de Young et c'est ce qui est utilisé dans le présent projet.

BETA : Troisièmement, le paramètre *BETA* permet de définir le durcissement du matériau. Une valeur quelconque située entre 0 et 1 peut être choisie. Tel qu'illustré à la figure 4.3, une valeur de 0 permet de choisir un durcissement cinématique tandis qu'une

valeur de 1 définit un durcissement isotropique. C'est le second cas qui est choisi pour le modèle de PRF.

SRC* et *SRP : Quatrièmement, les paramètres *SRC* et *SRP* permettent de définir l'augmentation de la résistance en fonction du taux de chargement. Le modèle de *Cowper Symonds* est utilisé dans le *MAT_003*. Ce modèle est détaillé à la section 3.3.3. Néanmoins, dans le cas du PRF, ces effets sont négligés et les valeurs attribuées à ces deux paramètres sont donc nulles.

FS : Cinquièmement, la déformation à la rupture plastique (*VP*) n'est pas applicable pour du PRF. Une valeur identique au modèle de *Crawford et al.* [15], soit 0,1% est utilisée.

VP : Sixièmement, le paramètre *VP* permet d'attribuer un comportement viscoélastique au matériau. Puisque ce n'est pas le cas du PRF, la valeur de cette variable est nulle.

4.3.3 Éléments barres

Des éléments barres sont utilisés puisque le PRF est un matériau unidirectionnel. Ainsi, ces éléments ne reprennent que des forces axiales. Les noeuds des éléments barres étant les mêmes que ceux des éléments solides, alors lorsqu'il y a fissuration du béton, les éléments barres sont sollicités à la traction. En effet, le béton tente de prendre de l'expansion radiale lors de la fissuration, ce qui cause un déplacement des noeuds des éléments solides. Puisque ces noeuds appartiennent également aux éléments barres, alors ces derniers sont allongés et cette extension cause de la traction dans le PRF. En résistant à cette traction, les éléments barres exercent une pression de confinement sur le béton qui correspond à l'action d'un recouvrement de PRF.

Ainsi, l'équation 4.2 permet de calculer la contrainte de confinement exercée par le confinement implicite des éléments barres à la contrainte axiale exercée sur celles-ci [15].

$$p = \sigma t / r \quad (4.2)$$

où

p est la contrainte de confinement

σ est la contrainte axiale dans le PRF

t est l'épaisseur du PRF

r est le rayon du fût de béton

Dans LS-Dyna, il n'existe pas d'éléments barres en soit. Il est nécessaire de sélectionner des éléments poutres pour lesquels le choix des paramètres définit ces éléments poutres comme des éléments barres. Le tableau 4.3 présente les propriétés attribuées à ces éléments qui sont ici discutées.

ELFORM : En premier lieu, *ELFORM* permet de définir différents types d'éléments poutres. La valeur de 3 stipule à LS-Dyna d'employer des éléments barres.

SHFR et CST : En second lieu, ces deux paramètres ne sont pas requis pour des éléments barres.

QR/IRID : En troisième lieu, plusieurs types d'intégration sont possibles pour les calculs. La valeur de 1,0 utilisée pour *QR/IRID* fait référence à une résolution par un seul point d'intégration.

SCOOR : En quatrième lieu, ce paramètre permet de définir l'emplacement du point autour duquel la rotation de l'élément s'effectue. La valeur par défaut 0 indique que ce point de rotation est situé exactement au centre entre les deux noeuds de l'élément.

NSM : En cinquième lieu, il est possible d'ajouter une masse linéique non structurale aux éléments en plus du poids propre qui lui est attribué par sa masse volumique. Aucune masse non structurale ne doit être ajoutée dans le modèle de la pile.

A : En sixième lieu, *A* est l'aire de la section attribuée aux éléments barres. Dans le cas présent, chaque élément barre représente la feuille de PRF entre deux éléments solides de béton adjacents. Ces éléments sont espacés d'une hauteur de 15 mm. De plus, une seule couche de PRF est utilisée et l'épaisseur d'une feuille est de 1,016 mm. De ce fait, la valeur *A* doit être de 15,24 mm². Il est à noter que cette valeur est celle qui représente la réalité de l'échantillon en laboratoire. Puisqu'un facteur d'échelle de 1/6 est utilisé pour les longueurs, cela correspond donc à une épaisseur de 6,096 mm de PRF (6 couches) pour la pile à pleine échelle.

RAMPT et STRESS : En septième lieu, ce sont deux paramètres optionnels pour la relaxation dynamique. Bien qu'une relation dynamique soit utilisée dans le modèle, la définition de ces paramètres optionnels ne modifie en rien les résultats.

Tableau 4.3 – Propriétés de section pour le PRF

Variable	Signification	Valeur
ELFORM	Type d'élément poutre	3
SHRF	Facteur de cisaillement	1
QR/IRID	Méthode d'intégration	1
CST	Forme de la section	0
SCOOR	Emplacement du point de rotation	0
NSM	Masse linéique non structurale	0
A	Aire de la section	15,24 mm ²
RAMPT	Pas de temps optionnel initial pour la relaxation dynamique	0
STRESS	Contrainte optionnelle initiale pour la relaxation dynamique	0

4.4 MODÉLISATION DES BARRES D'ARMATURE EN ACIER

Les barres d'armature sont modélisées de manière analogue au recouvrement de PRF détaillé à la section 4.3. En effet, le même matériau *Mat_003* élastique avec plateau plastique est appliqué à des éléments barres. Les propriétés sont simplement changées afin d'être en accord avec celles de l'acier d'armature données à la section 3.3.3.

Un des seuls changements majeurs, par rapport à la modélisation du PRF, est l'utilisation du modèle de Cowper Symonds expliqué à la section 3.3.3 afin de considérer l'augmentation de la résistance de l'acier lorsqu'il est soumis à un chargement dynamique. À ce propos, des valeurs de 3200 et 5 sont utilisées respectivement pour les variables *SRC* et *SRP*. Quant aux propriétés de section, une matrice quadratique 2x2 de Gauss est utilisée pour l'intégration en définissant le paramètre *QR/IRID* égale à 2 et une section de forme tubulaire plutôt que rectangulaire est appliquée avec le coefficient *CST* égale à 1.

4.5 RELAXATION DYNAMIQUE

La relaxation dynamique est une méthode numérique utilisée dans le présent modèle afin d'appliquer les forces gravitaires. Ainsi, les calculs s'effectuent en deux phases. Premièrement, la relaxation dynamique permet de calculer les déformations ainsi que les contraintes présentes dans la structure soumise aux charges gravitaires. Deuxièmement, l'analyse transitoire considère l'application des charges dynamiques sur la structure ayant subi la relaxation dynamique.

La relaxation dynamique est importante afin d'empêcher que les forces gravitaires créent de l'oscillation dynamique. En effet, si l'analyse transitoire débute, alors qu'aucune charge n'est appliquée à la structure, les charges gravitaires appliquées soudainement au temps zéro créent des phénomènes dynamiques qui ne sont aucunement représentatifs de la réalité [27]. Les forces gravitaires, telles que le poids propre de la structure, sont, en fait, déjà présentes avant le début de l'essai.

La relaxation dynamique s'effectue en recherchant l'état d'équilibre avant l'application du chargement dynamique. Cet équilibre est obtenu lorsque l'équation 4.3 est respectée [35]. Afin de résoudre cette équation, il est possible d'utiliser une méthode explicite ou implicite. Bien que les méthodes implicites convergent plus rapidement, une méthode explicite est ici choisie de par sa plus grande simplicité.

$$[K]\{D\} = \{f\} = \{P\} \quad (4.3)$$

où

$[K]$ est la matrice de rigidité de la structure

$\{D\}$ est le vecteur des déplacements

$\{f\}$ est le vecteur des forces internes

$\{P\}$ est le vecteur des forces externes

4.6 SURFACES DE CONTACTS

Dans LS-Dyna, les surfaces de contacts entre les divers éléments de la structure doivent être définies correctement afin de transférer les efforts adéquatement. Ainsi, le logiciel ne vérifie s'il y a des pénétrations entre les éléments qu'aux endroits où des contacts sont définis. S'il y a effectivement pénétration d'un nœud au travers d'un segment maître, alors une force proportionnelle à la profondeur de pénétration est appliquée au nœud afin d'éliminer cette pénétration. Les contacts sont vérifiés à tous les pas de temps lors de l'analyse. Trois types de contacts sont utilisés dans la présente modélisation :

1. CONTACT_1D
2. CONTACT_AUTOMATIC_SURFACE_TO_SURFACE
3. CONTACT_AUTOMATIC_SURFACE_TO_SURFACE_TIEBREAK

4.6.1 Contact_1D

Ce type de contact est expressément défini pour la modélisation de barres d'armature. Le contact permet de modéliser le comportement des barres d'armature qui adhèrent au béton

jusqu'à ce que la capacité d'ancrage soit atteinte. Alors, les nœuds des barres d'armature glissent sur les nœuds de béton définis comme appartenant au segment maître [20].

De ce fait, ce type de contact est utilisé pour définir l'interaction entre le béton et les barres d'armatures de la pile.

4.6.2 `Contact__Automatic__Surface__To__Surface`

Premièrement, la notion d'automatisme signifie que le logiciel vérifie la présence d'une pénétration des deux côtés des éléments. Il n'est donc pas nécessaire de connaître l'orientation de la pénétration potentielle. Il est particulièrement souhaitable d'utiliser ce genre de contacts lorsque la déformation est grande et non orientée tel que dans une analyse à la rupture. Deuxièmement, ce type de contact requiert de LS-Dyna une double vérification. En effet, il est d'abord vérifié s'il y a pénétration des nœuds dépendants dans les segments maîtres, puis le contraire est effectué. Cela revient à retirer la notion de dépendance et de maître.

De tels contacts sont utilisés pour toutes les liaisons entre le béton et les éléments en acier autres que l'armature. C'est le cas, des plaques d'ancrage au sol de la semelle, des plaques servant à appliquer la charge axiale ainsi que les plaques présentes aux deux extrémités du chevêtre.

4.6.3 `Contact__Automatic__Surface__To__Surface__Tiebreak`

Ce type de contact est très similaire à celui abordé à la section 4.6.2. Il est principalement utilisé pour la modélisation de connexions. La notion de *tie* permet de lier des surfaces entre elles et de transmettre des efforts de compression, de traction et de cisaillement. Le point de contact est déterminé lors de la toute première itération au temps zéro et demeure le même lors de toute l'analyse. Le nœud est donc lié à son point de contact. Cela est différent d'un contact standard pour lequel le point de contact potentiel est recalculé à chaque itération afin d'empêcher toute pénétration du nœud à n'importe quel endroit dans l'élément maître. La figure 4.4 illustre le fonctionnement la détermination du point de contact. Il faut noter que LS-Dyna agrandit le segment maître de 2% afin de ne pas manquer de nœuds situés aux limites du segment. La variable d représente la longueur de projection.

Lorsqu'une force est appliquée au nœud dépendant, alors il est nécessaire de transférer cette force aux 4 nœuds de la surface maître afin de modéliser la liaison entre le nœud

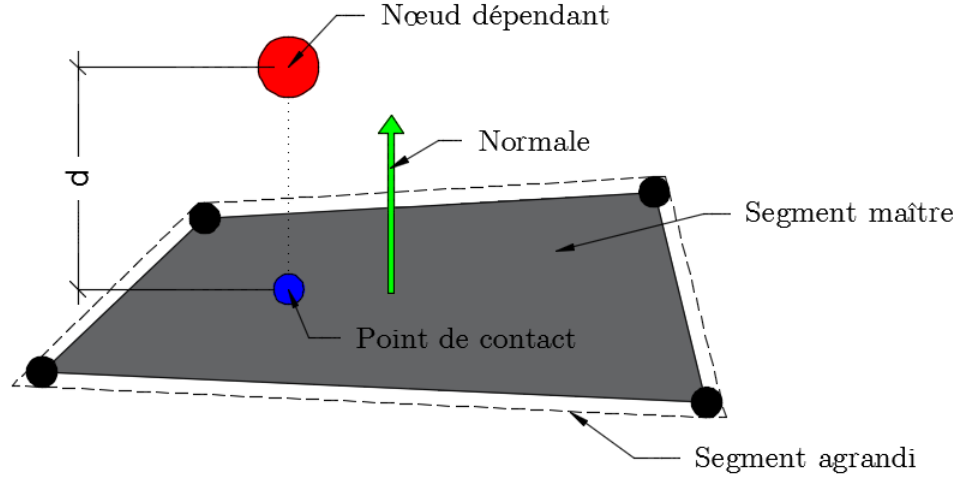


Figure 4.4 – Détermination du point de contact

dépendant et le segment maître. Pour ce faire, la force transmise à chaque nœud du segment maître correspond à un ratio de la force appliquée au nœud dépendant en fonction de l'emplacement du point de contact. Les équations 4.4 à 4.8 ainsi que la figure 4.5 détaillent mathématiquement cette répartition de la force selon une forme isoparamétrique du segment maître.

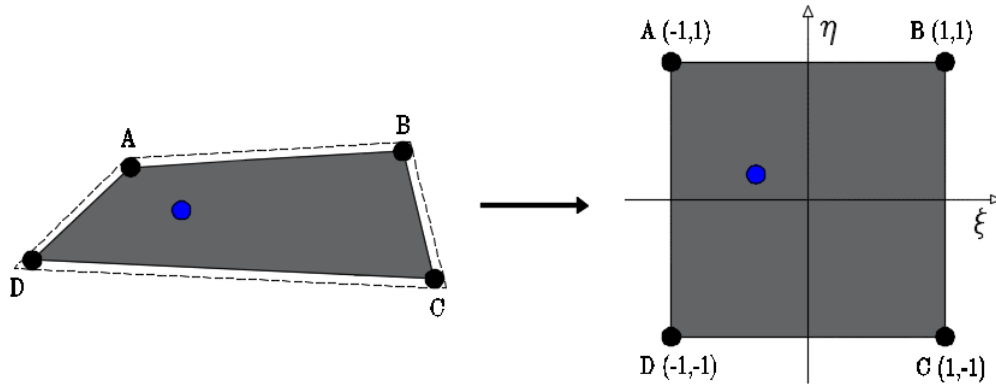


Figure 4.5 – Répartition de la contrainte dans le segment maître

$$f_m^i = N_i(\xi, \eta) f_s \quad (4.4)$$

donc :

$$N_A = \frac{1}{4}(1 - \xi)(1 + \eta) \quad (4.5)$$

$$N_B = \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 + \eta) \quad (4.6)$$

$$N_C = \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 - \eta) \quad (4.7)$$

$$N_D = \frac{1}{4}(1 - \xi)(1 - \eta) \quad (4.8)$$

De plus, la notion de *break* permet de définir un état de rupture. L'équation 4.9 [2] définit cet état de rupture. Lorsque l'équation 4.9 est respectée, les contraintes de compression, de traction et de cisaillement sont transmises par la connexion tandis que seules les contraintes de compression sont transmises d'un élément à l'autre lorsque la valeur de 1 est excédée. En effet, il y a alors rupture de la connexion et les éléments se séparent l'un de l'autre.

$$\left(\frac{\sigma_N}{\sigma_{RN}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_S}{\sigma_{RS}}\right)^2 \leq 1 \quad (4.9)$$

où

σ_N est la contrainte axiale

σ_{RN} est la résistance axiale

σ_S est la contrainte de cisaillement

σ_{RS} est la résistance en cisaillement

En raison de toutes ces considérations, ce type de contact est utilisé pour lier ensemble les éléments de béton, c'est-à-dire le chevêtre avec les fûts ainsi que ces derniers avec la semelle. Le *tiebreak* permet de modéliser la capacité de transfert des charges entre ces éléments de béton ainsi que la rupture potentielle qui pourrait y survenir.

4.7 MODÉLISATION DE LA SUPERSTRUCTURE

Afin de calculer les courbes de chargement présentées à la section 3.7, ou encore pour l'étude paramétrique, la superstructure détaillée à la section 3.5 doit être modélisée. La figure 4.6 illustre cette modélisation. La superstructure n'est pas modélisée dans son ensemble. Une simplification de la superstructure est plutôt créée attribuant à la pile les mêmes propriétés statiques et dynamiques que la superstructure réelle. En effet, l'objectif du modèle numérique se limite à reproduire adéquatement le comportement de la pile et non de l'ensemble du pont. De ce fait, il est seulement nécessaire de modéliser les effets produits par la superstructure sur la pile. Ainsi, les propriétés de la superstructure dictées au tableau 3.7 doivent être modélisées.

Pour ce faire, des éléments solides sont d'abord utilisés afin de conférer les propriétés géométriques à la superstructure. En effet, les éléments solides sont disposés sous forme de deux prismes de 20 x 17 x 32 éléments de 9,917 mm x 10,36 mm x 10,81 mm chacun.

Cela leur confère les inerties ($9,83 \times 10^8 \text{ mm}^4$ verticale et $6,47 \times 10^8 \text{ mm}^4$ latérale) ainsi que la hauteur du centroïde (173 mm) recherchées. Ensuite, 756 éléments masses de $1,877 \times 10^{-3}$ tonne sont ajoutés à la hauteur du centroïde pour un total de 1,41 tonne. Cette masse additionnelle s'ajoute à celle des éléments solides pour représenter la masse totale sur une pile (1,65 tonne). Des amortisseurs sont également ajoutés en plus de ressorts dans la sens latéral, c'est-à-dire d'Ouest en Est. Il y a un total de 6 ressorts ayant chacun une rigidité de 136,8 N/mm pour une rigidité latérale totale de 821 N/m.

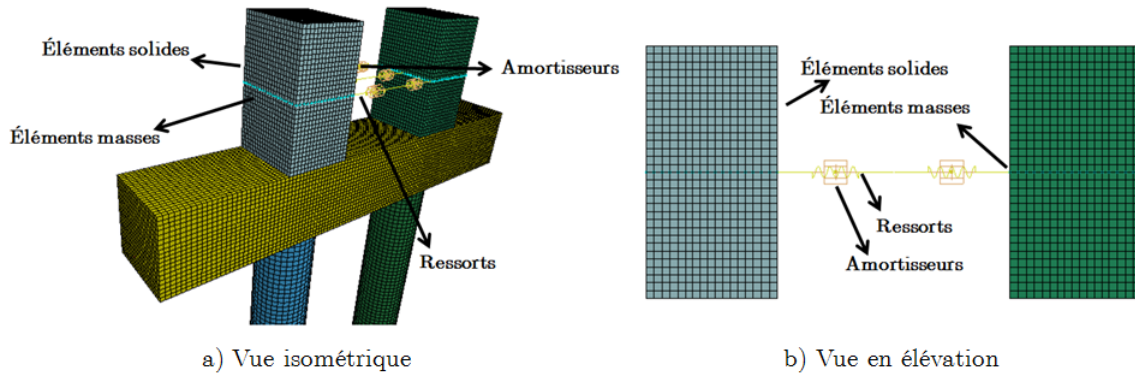


Figure 4.6 – Modélisation de la superstructure

Chapitre 5

Présentation des résultats

Ce chapitre traite des principaux résultats expérimentaux et numériques obtenus au cours de ce projet. Afin de comparer le comportement structural des piles avant et après réhabilitation, les résultats sans PRF de la pile B6 obtenus par François Settecasi [40] sont également sommairement abordés. Toutefois, ils ne sont présentés qu'à titre comparatif sur certaines figures et tableaux et ne sont donc pas détaillés individuellement.

5.1 TRAITEMENT DES DONNÉES

Autant les résultats obtenus expérimentalement et numériquement se doivent d'être traités afin d'être utilisés. D'emblée, il est nécessaire de filtrer les données recueillies. De nombreux facteurs expliquent la présence de parasites. Par exemple, au laboratoire, le système hydraulique cause énormément de vibrations. Des filtres *Butterworth* passe-bas d'ordre 5 du module *Scipy V0.14.0* dans *Python 2.7* sont utilisés et filtrent les résultats à une fréquence de coupure de 25 Hz. Certaines données, telles que les déplacements, ne sont pas, ou dans une mesure moindre, affectées par les parasites. Toutefois, puisque les filtres induisent un déphasage, il est nécessaire de filtrer toutes les données qui sont utilisées conjointement à la même fréquence de coupure.

Afin de déterminer les forces d'inertie agissant sur les spécimens d'essai, l'accélération doit être mesurée expérimentalement. Pour ce faire, deux méthodes sont utilisées. L'accélération est à la fois obtenue directement d'un accéléromètre placé sur le chevêtre et de la double différenciation du déplacement. La figure 5.1 démontre la grande similitude obtenue après filtration des deux résultats. Bien que les deux méthodes donnent une accélération qui converge vers l'axe des ordonnées, les derniers cycles de l'accéléromètre sont situés presque entièrement dans le cadran positif. Sachant que l'accélération se doit d'osciller autour de zéro, la double différenciation du déplacement du vérin est utilisée pour la suite du traitement des données.

Pour évaluer le comportement structural, les courbes d'hystérésis sont l'outil de prédilection dans la littérature. Le vérin étant contrôlé en déplacement, cette courbe permet

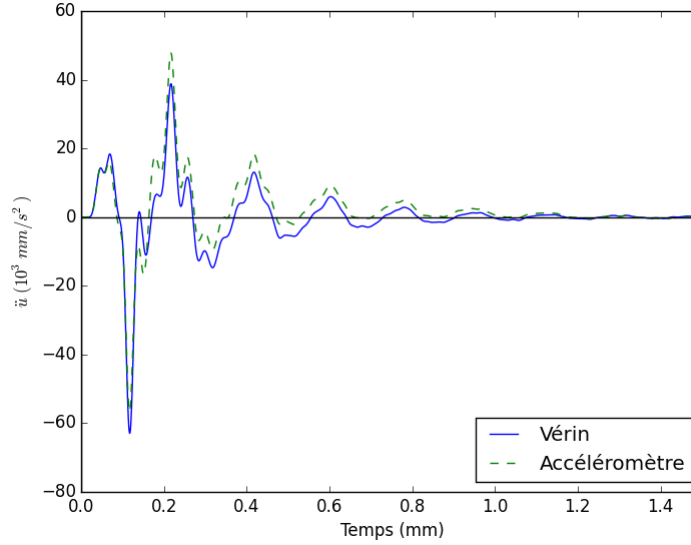


Figure 5.1 – Comparaison entre l'accélération obtenue par l'accéléromètre et par double intégration du déplacement du vérin

d'évaluer la force nécessaire au vérin afin d'atteindre les déplacements imposés. L'hystérésis de la force élastique en fonction du déplacement d'une structure soumise donne de nombreuses indications quant au comportement structural, dont l'énergie dissipée lors de la sollicitation ainsi que sa rigidité. En effet, l'énergie dissipée correspond à l'aire sous la courbe tandis que la pente permet d'évaluer la rigidité. De plus, il est possible d'évaluer l'évolution dans le temps de l'énergie dissipée et de la rigidité lorsque plusieurs cycles de chargement sont effectués.

Dans le cas présent, la force mesurée par le vérin ne contient, toutefois, pas que les forces élastiques, mais également les forces d'amortissement et d'inertie de par la nature dynamique des essais. Pour remédier à cette situation, le comportement de la pile est idéalisé par un système à un degré de liberté régi par l'équation 5.1. La rigidité et l'énergie dissipée pour un chargement quasi statique sinusoïdale de 2 mm sont trouvées en traçant la courbe d'hystérésis d'un tel essai qui n'est affecté que par des forces élastiques. Ensuite, en appliquant au laboratoire des chargements sinusoïdaux à faibles déplacements (2 mm) pour diverses fréquences dynamiques, il est possible d'estimer la valeur de la constante d'amortissement c et de la masse effective m qui sont les deux seuls inconnus restants de l'équation 5.1. De ce fait, des courbes d'hystérésis comportant seulement les forces élastiques des essais dynamiques expérimentaux peuvent être tracées.

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = f_{\text{vérin}}(t) \quad (5.1)$$

De manière analogue, les résultats numériques dans LS-Dyna sont traités afin de retirer les forces d'inertie. Pour ce faire, la force est mesurée directement aux deux éléments contacts connectant les fûts au chevêtre. Puisque l'inertie agit au niveau du chevêtre et s'oppose à la force du vérin, alors seules les forces d'amortissement et élastiques sont obtenues.

Néanmoins, il n'est pas aisé de retirer également les forces d'amortissement du modèle numérique tout en obtenant de bons résultats. D'ailleurs, même sur les résultats expérimentaux, le retrait des forces d'amortissement n'est pas adéquat. En effet, la méthode mentionnée ci-dessus suppose un amortissement visqueux qui est proportionnel à la vitesse tandis que l'amortissement réel d'un système oscillateur s'effectue par radiation, frottement et résistance d'un fluide au mouvement [32]. Les résultats obtenus dans le cadre du présent projet sont, d'ailleurs, peu concluants si l'on tente de retirer les forces d'amortissement.

Pour ces raisons, il est choisi de tracer les courbes d'hystérésis en retirant les forces d'inertie tout en conservant les forces élastiques et les forces d'amortissement tel que présenté à l'équation 5.2. Cela permet une meilleure comparaison entre résultats expérimentaux et numériques. D'ailleurs, presque l'entièreté de l'énergie dissipée lors des essais survient lors du premier cycle qui ne dure environ que 0,2 s. Cela implique que l'amortissement n'a pas assez de temps pour agir de manière considérable et que les forces qu'il produit sont donc très faibles. La figure 5.2 permet de comparer la courbe d'hystérésis obtenue avec et sans les forces d'inertie pour l'essai B4-SR-80.

$$c\dot{u}(t) + ku(t) = f_{\text{vérin}}(t) - m_{\text{effective}}\ddot{u}(t) \quad (5.2)$$

5.2 ESSAI B4-SR-80

Le premier essai expérimental permet d'évaluer le comportement de la pile B4-SR lorsque soumise à une charge d'impact. Lors de l'essai, il y a fissuration et éclatement du béton au sommet et à la base des fûts c'est-à-dire aux points de jonction entre les différents éléments structuraux. Le relevé de dommages est présenté à la figure 5.3 tandis que la figure 5.4 illustre par des photos les zones d'endommagement principales. La fissuration est particulièrement importante du côté de l'impact au sommet des fûts ainsi que du côté opposé de l'impact à leur base. Il est observé que la fissuration apparaît presque entièrement lors du premier cycle de la courbe de chargement. C'est toutefois seulement au deuxième cycle, soit lorsqu'il est sollicité à nouveau, que le béton fissuré est

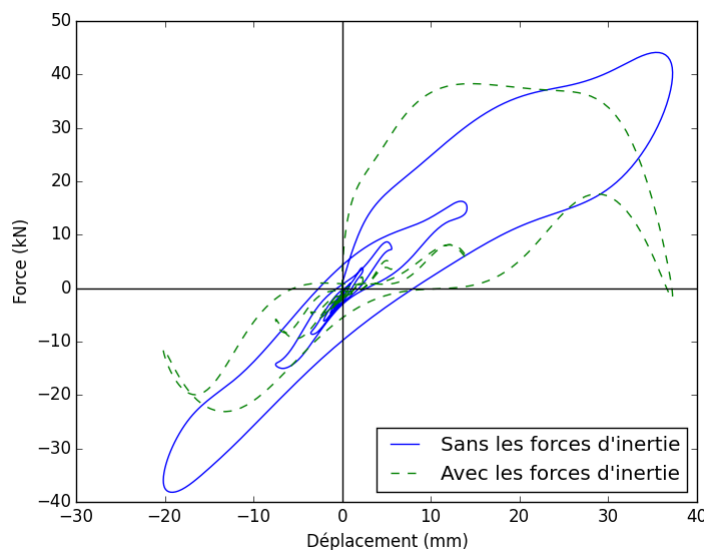


Figure 5.2 – Courbe hystérétique avec et sans les forces d’inertie de l’essai B4-SR-80

expulsé des fûts par éclatement. Bien que la semelle et le chevêtre soient grossièrement épargnés de tout endommagement, une petite fissure apparaît au sommet du chevêtre prêt du deuxième fût. Cette même fissure était présente sur l’essai B6-SR-90.

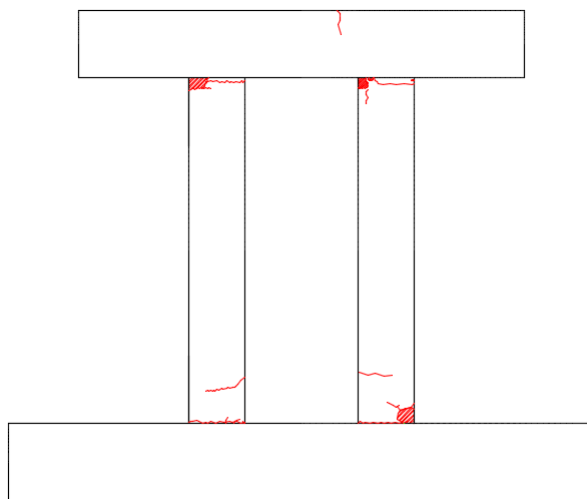


Figure 5.3 – Relevé de dommage de la pile B4-SR-80

La courbe hystérétique de cet essai est présentée à la figure 5.5. La forme obtenue démontre l’importance du premier cycle qui inclut plus de 80% de l’énergie totale dissipée au cours de l’essai.

La courbe hystérétique de l’essai B6-SR-90 est également présentée à titre comparatif. Tel que discuté à la section 3.7, ces deux spécimens sont soumis à des courbes de charge-

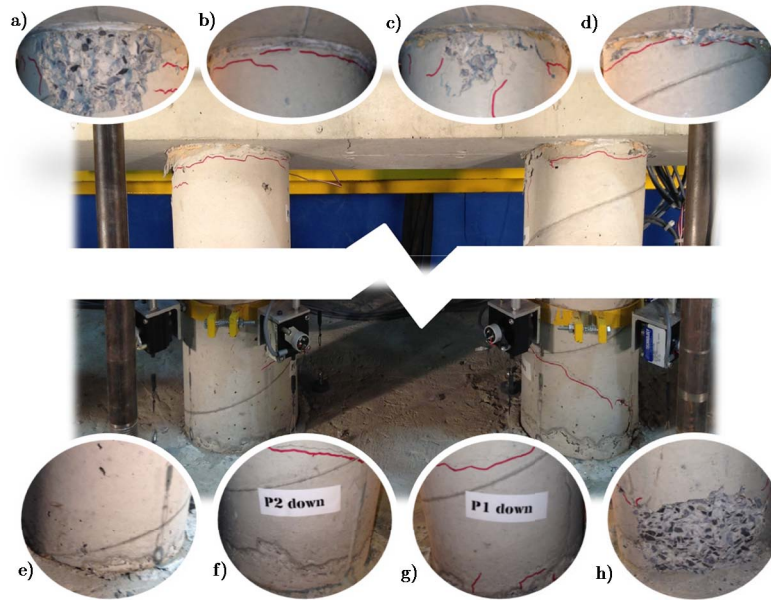


Figure 5.4 – Endommagement du béton des fûts du spécimen B4-SR-80 : a) sommet Ouest du fût P1 ; b) sommet Est du fût P1 ; c) sommet Ouest du fût P2 ; d) sommet Est du fût P2 ; e) base Ouest du fût P1 ; f) base Est du fût P1 ; g) base Ouest du fût P2 ; h) base Est du fût P2

ment différentes, c'est-à-dire à 90% et 80% d'un impact tel que mesuré par *Buth* [7]. Ces intensités différentes ont pour objectif de limiter le déplacement maximum du chevêtre sous les 40 mm afin d'éviter un endommagement trop important. La figure 5.5 démontre que le déplacement maximum atteint est presque identique pour les deux essais. Néanmoins, le comportement structural diverge. La pile B6-SR-90 étant dotée de 6 barres d'armature verticales, contrairement à 4 pour la pile B4-SR-80, subit une force supérieure lorsque le même déplacement est appliqué. Sa rigidité latérale est plus élevée. C'est ce qui explique qu'il est possible d'appliquer un impact d'intensité supérieure pour l'obtention d'un même déplacement maximum. L'énergie dissipée est également supérieure lors de l'essai sur la pile B6-SR-90 de par la plus grande aire sous la courbe observée sur l'hystérésis.

5.3 ESSAIS B4-PRF

Après réhabilitation de la pile B4, trois essais successifs avec PRF sont effectués sur le même spécimen. Le premier essai est effectué avec la même intensité d'impact que l'essai précédant la réhabilitation afin de comparer la performance de celle-ci. Malgré l'endommagement subit lors de l'essai initial, le comportement post-réhabilitation est très

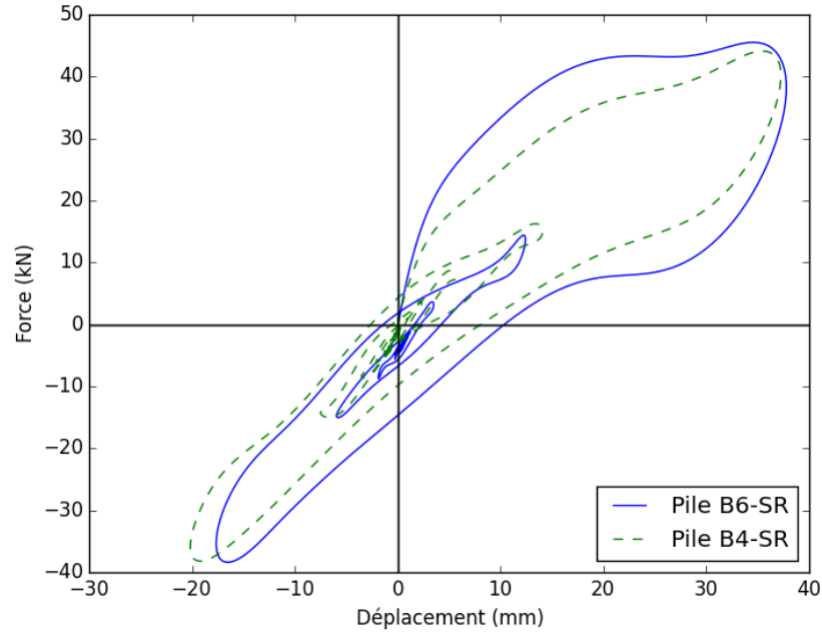


Figure 5.5 – Courbes hystérétiques des piles B6-SR et B4-SR soumises à une charge d'impact

similaire au comportement initial tel que démontré par les courbes d'hystérésis de la figure 5.6. L'énergie dissipée (2 774 J) est légèrement plus faible que l'énergie dissipée (2 890 J) par le spécimen B4-SR-80. Néanmoins, la rigidité demeure plus constante lors de l'essai. Cela signifie qu'il n'y a pas de fissuration supplémentaire lors de cet essai. Aussi, la force maximale atteinte est supérieure à celle obtenue précédemment. Cela démontre l'efficacité de la réhabilitation. La pile a sensiblement retrouvé ses propriétés initiales.

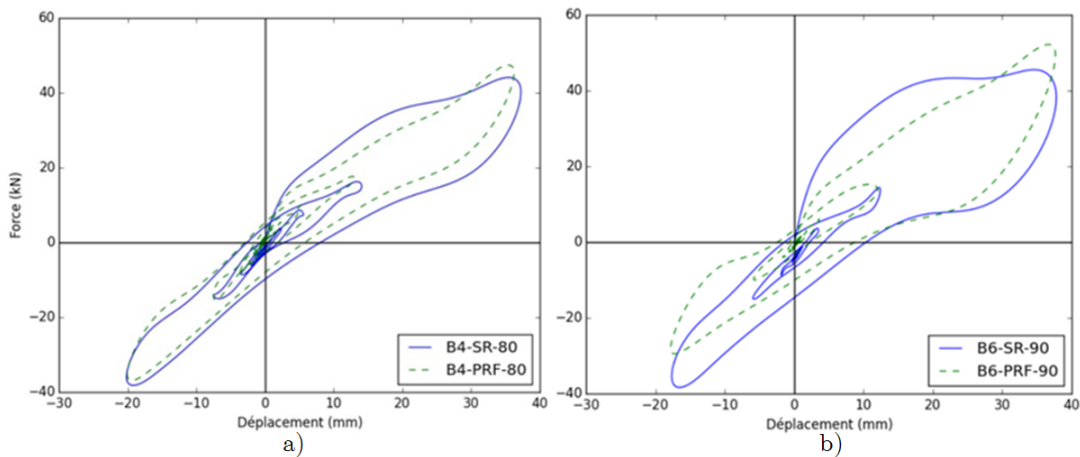


Figure 5.6 – Courbes hystérétiques des piles réhabilitées : a) B4 ; b) B6

Par ailleurs, la figure 5.7 permet de comparer les courbes d'hystérésis obtenues au cours des essais à intensité plus élevée. Le comportement hystérétique de tous les essais avec PRF est similaire. Cependant, à chaque essai supplémentaire, il y a perte de rigidité latérale en raison de l'endommagement. Visuellement parlant, aucun endommagement ne peut être observé, et ce, même lorsque l'intensité de l'impact est de 120%. En effet, le recouvrement de PRF ne subit pas d'endommagement. Un tel comportement n'est pas surprenant puisqu'en raison des facteurs de similitudes de Cauchy, la couche de PRF appliquée équivaut à 6 couches dans une structure à pleine échelle ce qui est particulièrement élevé.

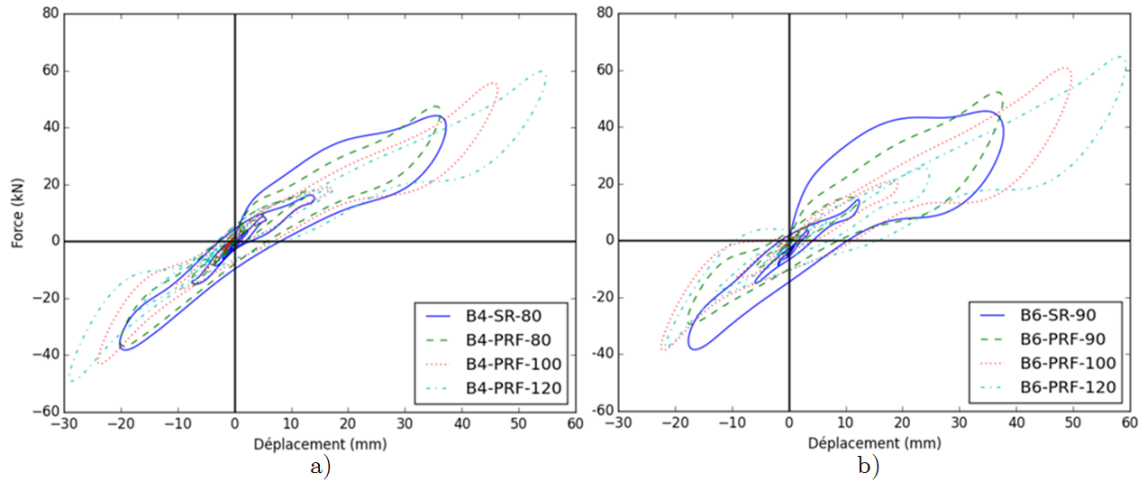


Figure 5.7 – Courbes hystérétiques des piles réhabilitées pour différentes intensités d'impact : a) B4; b) B6

Toutefois, bien qu'il y ait absence d'endommagement visuel, ce n'est pas le cas pour l'armature ni pour le béton qui sont tous deux cachés par la présence du recouvrement. En effet, tel que détaillé à la section 5.7, la formation de rotules plastiques s'intensifie au cours des essais.

5.4 ESSAIS B6-PRF

Les spécimens de la pile B6 avec PRF confirment les résultats obtenus précédemment pour la pile B4 en raison de leur grande similitude. Les courbes d'hystérésis de ces essais sont présentées sur les mêmes figures que celles de la pile B4 (5.6 et 5.7). Les spécimens de la pile B6 démontrent un meilleur comportement de par la plus grande rigidité latérale ainsi que la plus grande énergie dissipée au cours des essais. L'ajout d'armature verticale permet donc un meilleur comportement structural des piles soumises à des charges d'impact.

Afin de démontrer l'effet bénéfique de la réhabilitation par recouvrement de PRF, la figure 5.8 compare les courbes d'hystérésis obtenues lors des essais de la pile B6-PRF avec celles prévues numériquement si le spécimen n'avait pas été réhabilité à la suite de l'essai B6-SR. Cela illustre le gain de rigidité latérale procurée par le confinement. D'ailleurs, une analyse numérique identique pour les spécimens B4-PRF permet de prédire une rupture du spécimen lors de la sollicitation à 100%.

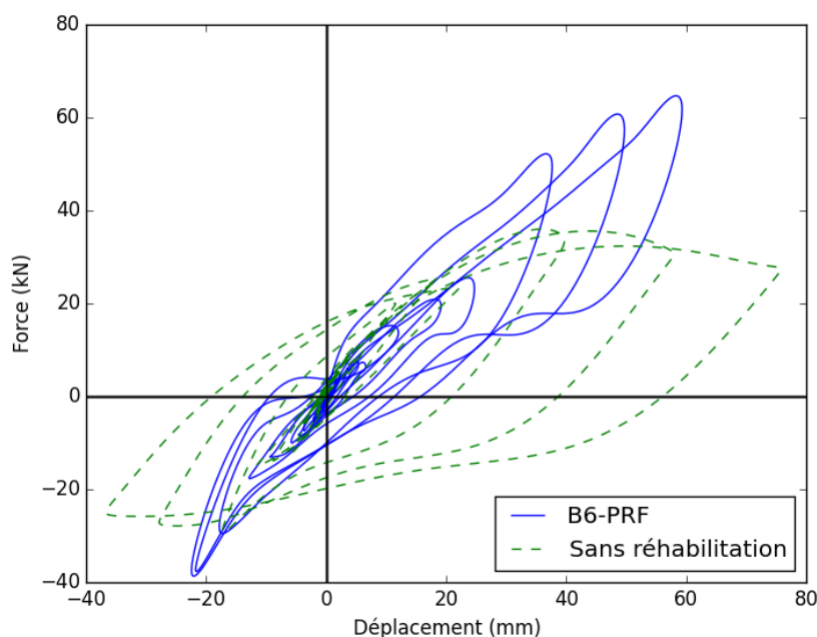


Figure 5.8 – Comparaison des courbes d'hystérésis obtenues pour B6-PRF après réhabilitation avec celles prévues numériquement sans réhabilitation

5.5 CONFINEMENT

Au cours des essais, des jauges de déformation posées à 50 mm du haut et du bas de chaque fût permettent de connaître la contrainte de confinement dans le temps exercée par le recouvrement de PRF selon l'équation 4.2. La figure 5.9 présente cette contrainte de confinement à la base du fût le plus éloigné de l'impact (P2) pour tous les spécimens d'essais tandis que les contraintes maximales de confinement sont données au tableau 5.1. La première permet de remarquer que le recouvrement de PRF agit bien tel que désiré. En effet, le confinement augmente linéairement avec la déformation du béton.

Plusieurs observations en sont tirées. D'abord, dans le spécimen B4-PRF, la base du pilier P1 est l'endroit dont le recouvrement est le plus sollicité. Cela correspond à l'emplacement où la rotule plastique se crée en premier. Une plus grande sollicitation de l'acier

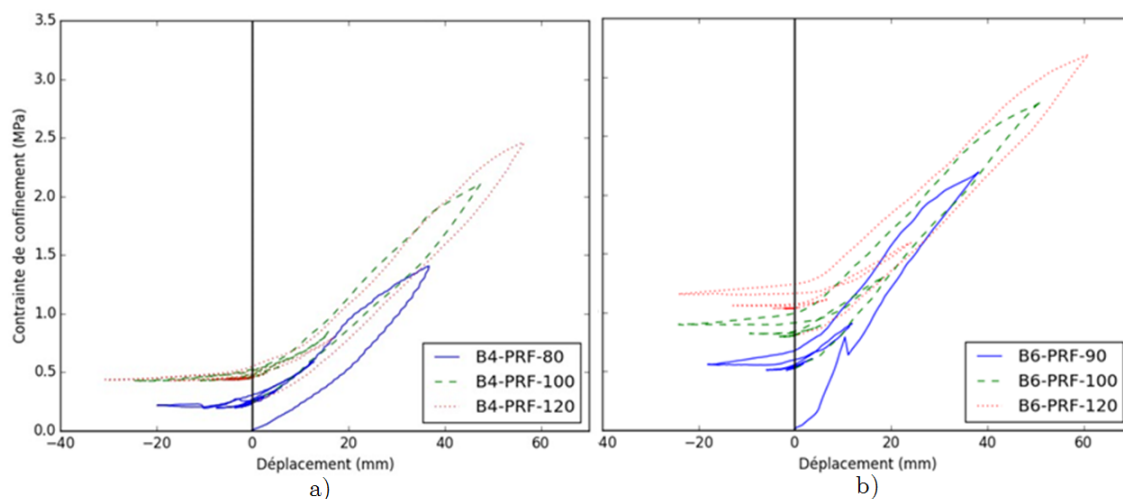


Figure 5.9 – Contrainte de confinement mesurée expérimentalement au bas du fût P2 de : a) B4; b) B6

Tableau 5.1 – Contraintes de confinement atteintes lors des essais expérimentaux

Spécimen	P1	P1	P2	P2
	Bas (MPa)	Haut (MPa)	Bas (MPa)	Haut (MPa)
B4-PRF-80	4,39	2,84	1,40	2,73
B4-PRF-100	5,07	3,19	2,11	3,51
B4-PRF-120	4,24	2,95	2,46	3,80
B6-PRF-90	1,50	2,07	2,19	2,35
B6-PRF-100	1,72	2,56	2,80	3,65
B6-PRF-120	1,92	2,91	3,19	4,88

verticale concorde avec de plus grandes déformations du béton et implicitement une sollicitation du recouvrement supérieure. Néanmoins, ce raisonnement n'est pas appuyé par les résultats obtenus pour les spécimens B6-PRF qui devraient subir un confinement supérieur à la base du P1. Il est possible de justifier un tel écart entre résultats empiriques et les hypothèses de par la difficulté à effectuer une pose adéquate des jauges de déformation sur le recouvrement de PRF. En effet, la résine *Sikadur®-300* causait des difficultés de mise en place des jauges de déformation et des bulles d'air se sont retrouvées sous la *J45* à la base de P1 sur B6-PRF.

Ensuite, le tableau 5.1 permet de dénoter une contrainte de confinement généralement supérieure pour le spécimen B4-PRF que B6-PRF. Ainsi, la quantité moindre d'armatures verticales est compensée par une plus grande sollicitation du PRF pour reprendre un impact d'intensité équivalent.

5.6 DISSIPATION D'ÉNERGIE

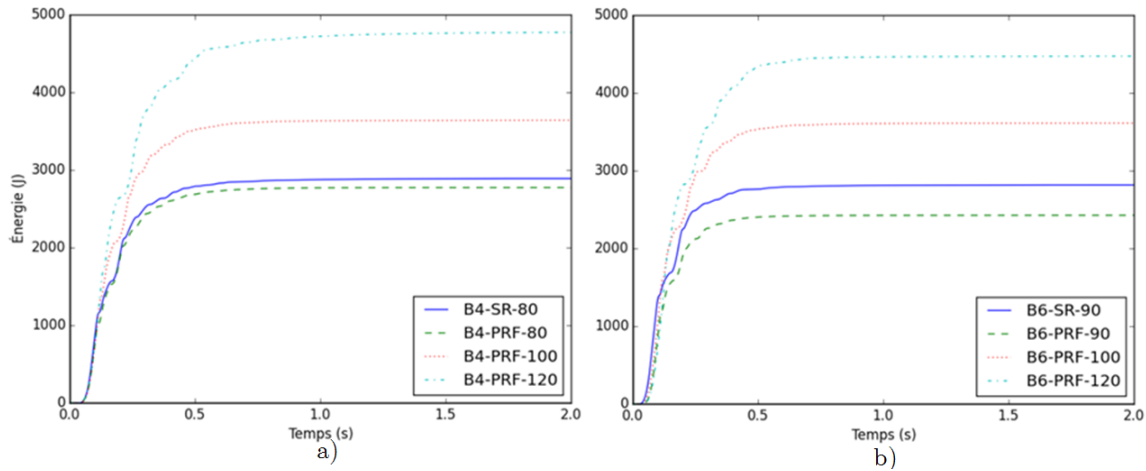


Figure 5.10 – Dissipation d'énergie pour les spécimens : a) B4 ; b) B6

La quantité d'énergie dissipée est un indicatif de la capacité structurale des spécimens d'essai. À la suite de l'endommagement initial, il y a donc perte de capacité du spécimen à dissiper l'énergie. Pour une même courbe de chargement, l'objectif de la réhabilitation est donc d'atteindre une capacité de dissipation d'énergie la plus faible possible par rapport à l'essai initial. En effet, faible dissipation d'énergie est synonyme de faible endommagement. Pour les spécimens B4-PRF-80 et B6-PRF-90, il est observé une perte de capacité à la dissipation d'énergie de 7 et 14% respectivement par rapport aux essais B4-SR-80 et B6-SR-90. Le comportement de la réhabilitation est donc idéal puisque la variation de la dissipation d'énergie est négative. Pour les essais subséquents, une hausse de l'énergie est observée en raison du plus grand déplacement imposé à la structure. L'énergie dissipée lors de chaque essai est présentée au tableau 5.2 tandis que la dissipation de l'énergie dans le temps peut être visualisée à la figure 5.10. Cette dernière illustre l'importance du premier cycle de chargement, d'une durée approximative de 0,25 seconde, pour lequel 65% à 85% de l'énergie est dissipée.

5.7 ROTULES PLASTIQUES

Les rotules plastiques sont d'excellents indicateurs d'atteinte de la rupture. La présence de jauges de déformation sur les barres d'armature verticales permet de déterminer le moment d'apparition de la rotule plastique. Il faut d'ailleurs noter que les déformations de l'acier d'armature du chevêtre et de la semelle ainsi que les barres hélicoïdales des fûts n'atteignent que de très faibles valeurs. Le tableau 5.3 présente la liste des rotules

Tableau 5.2 – Énergie dissipée par les piles lors des essais expérimentaux

Spécimen	Énergie dissipée (J)
B4-SR-80	2 890
B4-PRF-80	2 774
B4-PRF-100	3 641
B4-PRF-120	4 778
B6-SR-90	2 817
B6-PRF-90	2 427
B6-PRF-100	3 612
B6-PRF-120	4 478

Tableau 5.3 – Formation de rotules plastiques lors des essais expérimentaux

Spécimen	P1 Bas	P1 Haut	P2 Bas	P2 Haut
B4-SR-80	X			
B4-PRF-80	X			
B4-PRF-100	X			
B4-PRF-120	X	X	X	
B6-SR-90				
B6-PRF-90	X		X	
B6-PRF-100	X		X	
B6-PRF-120	X		X	X

plastiques formées pour chaque spécimen d'essai. Une rotule plastique est formée pour l'essai pré-réhabilitation de la pile B4 tandis que la plastification n'est pas atteinte pour celui de la pile B6. Dans les deux cas, un total de 3 rotules plastiques sont mesurées pour les essais à 120%.

Chapitre 6

Validation du modèle numérique

L’objectif du présent chapitre est de valider l’exactitude du modèle numérique afin de pouvoir ensuite tirer des conclusions réalistes de l’analyse paramétrique. Pour ce faire, les résultats globaux, tels que les courbes d’hystérésis ou l’endommagement des spécimens, et les résultats ponctuels obtenus pour chaque instrument de mesure mis en place (voir section 3.6) sont comparés avec les valeurs numériques. En raison de la quantité exhaustive de figure à tracer, seuls des exemples représentatifs sont ici présentés.

6.1 MODÈLE LS-DYNA SERVANT DE RÉFÉRENCE

La méthodologie de modélisation décrite au chapitre 4 permet de considérer seulement l’endommagement lors d’essais successifs sur une pile identique. Cependant, expérimentalement, les piles sans confinement sont d’abord sollicitées par une charge d’impact, puis un recouvrement de PRF leur est appliqué avant les sollicitations subséquentes. Il y a donc modification de la composition structurale du spécimen après le premier essai. De ce fait, il est important de pouvoir donner au modèle numérique avec recouvrement de PRF l’état d’endommagement provoqué par la sollicitation initiale. Lors des premières analyses, les modèles avec recouvrements de PRF et sans recouvrement étaient toutefois complètement indépendants. Il était alors impossible de comparer les résultats numériques avec ceux expérimentaux pour les spécimens B4-PRF-80 et B6-PRF-90, car la rigidité initiale était beaucoup plus grande numériquement qu’expérimentalement. Cela est observable sur la courbe numérique sans endommagement de la figure 6.1.

Afin de pouvoir dresser une comparaison rendant justice à la précision des modèles numériques, un modèle LS-Dyna contenant les quatre essais successifs est créé. Plutôt que de modéliser le PRF par des éléments barres qui partagent leurs nœuds d’extrémités avec les éléments solides du béton des piles (voir section 4.3), des éléments barres aux nœuds complètement indépendants du reste de la structure sont créés. Ces nœuds sont toutefois superposés aux nœuds des éléments solides de béton auxquels étaient auparavant fixés les éléments barres du PRF. Ensuite, des éléments contacts *Automatic_Beams_To_Surface* dotés de la fonction *Birth* sont utilisés pour lier les éléments barres aux éléments solides

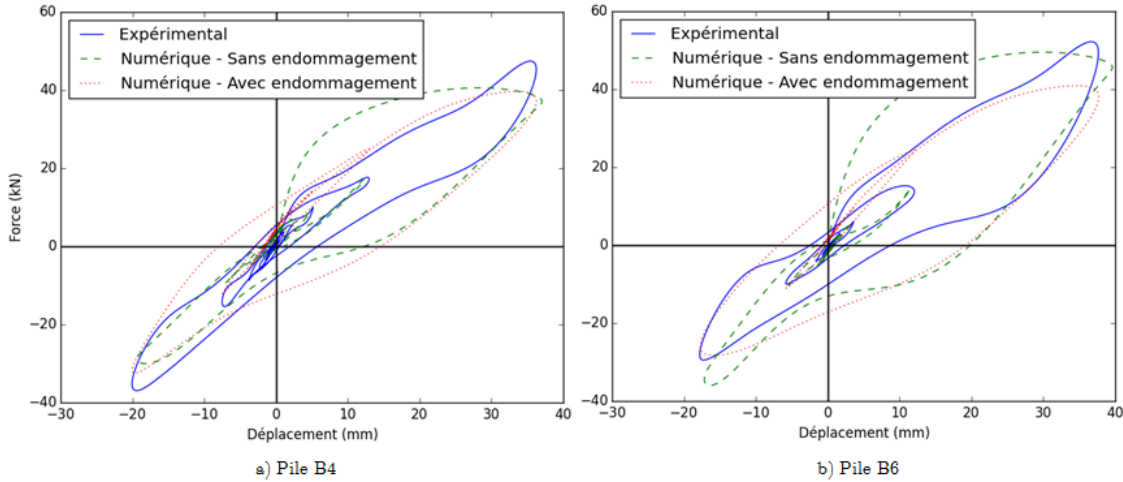


Figure 6.1 – Importance de considérer l’endommagement pour les essais a) B4-PRF-80 et b) B6-PRF-90

de béton. La fonction *Birth* permet d’activer les surfaces de contact à un temps précis de l’analyse. Ici, ces surfaces de contacts ne sont donc activées qu’après le premier chargement. Les éléments barres sont alors inactifs pendant la représentation numérique des spécimens B4-SR et B6-SR puis entrent en activité à partir de la modélisation des spécimens B4-PRF-80 et B6-PRF-90 et le demeurent jusqu’à la fin. Par ailleurs, les contacts de type *Automatic_Beams_To_Surface* sont choisis en raison de la notion d’automatisme qui régit le lien entre les éléments barres et la surface des éléments solides. Cela permet de lier les éléments pour empêcher à la fois la pénétration du PRF au travers du béton et vice-versa. La surface de contact est déterminée par LS-Dyna au temps *Birth*. Cela permet de lier les éléments barres au béton dans l’état exact d’endommagement auquel le béton se trouve sans imposer de contraintes initiales aux différents matériaux. En effet, si les nœuds des éléments barres étaient directement liés aux nœuds des éléments solides, tel qu’effectué auparavant, alors il y aurait une contrainte appliquée au temps *Birth*. Cela s’explique du fait que les nœuds des éléments solides ne sont plus précisément superposés aux nœuds des éléments barres à la suite des déplacements résiduels du premier chargement sans confinement. En imposant leur juxtaposition au temps *Birth*, LS-Dyna leur appliquerait une contrainte à la fois irréaliste et non désirée.

6.2 COMPORTEMENT STRUCTURAL GLOBAL

Les courbes d’hystérésis sont d’excellents indicateurs de la validité du modèle numérique, car elles illustrent le comportement structural dans sa globalité. Par ailleurs, la dissipation d’énergie est l’un des principaux phénomènes abordés dans l’analyse paramé-

trique. Puisqu'elle est directement liée aux courbes d'hystérésis, la qualité de celles-ci est primordiale. Les figures 6.1 et 6.2 démontrent toutes deux autant la précision du modèle pour les spécimens sans et avec recouvrement de PRF.

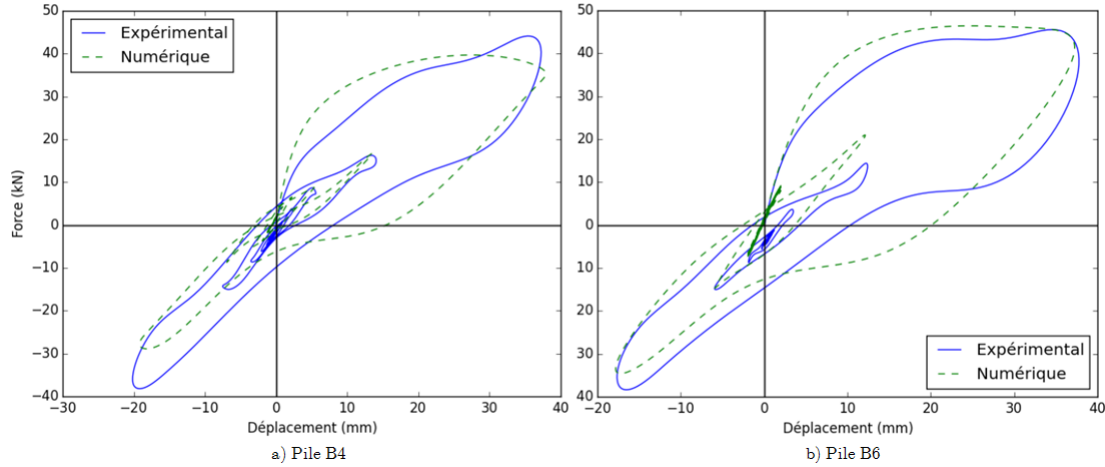


Figure 6.2 – Courbes d'hystérésis pour les spécimens sans recouvrement de PRF : a) B4-SR-80 ; b) B6-SR-90

À la figure 6.3, la forme générale de la courbe d'hystérésis numérique concorde de moins en moins avec celle expérimentale dans la succession des essais. Un tel résultat n'est pas surprenant en soi. L'enchaînement des essais implique une accumulation d'erreurs. D'ailleurs, à la section 2.4.3.2, il est noté que le modèle numérique de béton *Karagozian & Case*, bien que performant, comporte trois lacunes à l'origine d'imprécisions. Ces lacunes concernent toutes trois le comportement post-endommagement du béton. Il est donc normal que les courbes numériques des chargements successifs divergent des courbes expérimentales. D'ailleurs, l'analyse paramétrique ne concerne que des chargements uniques et n'est donc pas compromise par l'imprécision de la successivité des essais.

Bien que l'allure générale des courbes d'hystérésis diverge au cours de la succession des essais, il n'en demeure pas moins que l'aire sous la courbe demeure constante. En effet, le tableau 6.1 dresse l'énergie dissipée par chaque spécimen selon le modèle numérique. L'erreur relative est donnée en comparaison avec les valeurs obtenues expérimentalement et listées au tableau 5.2. Cette faible erreur relative démontre que malgré la divergence qualitative des courbes d'hystérésis des spécimens à 100% et 120% du chargement, leur aire sous la courbe demeure représentative.

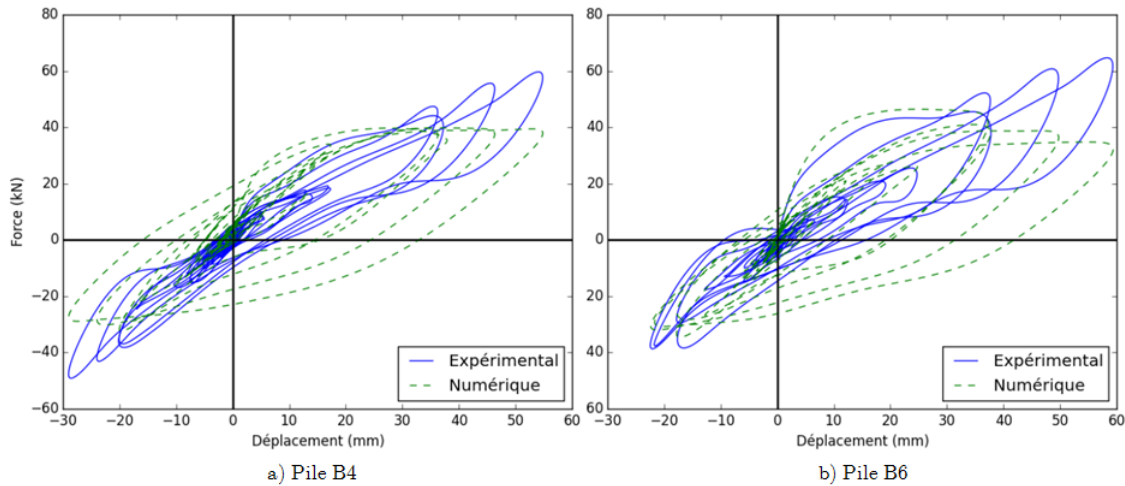


Figure 6.3 – Courbes d’hystérésis incluant tous les essais : a) B4-SR-80, B4-PRF-80, B4-PRF-100, B4-PRF-120 ; b) B6-SR-90, B6-PRF-90, B6-PRF-100, B6-PRF-120

Tableau 6.1 – Énergie dissipée par les spécimens

Spécimen	Énergie dissipée (J)	Erreur relative (%)
B4-SR-80	2 603	9,9
B4-PRF-80	2 784	0,3
B4-PRF-100	3 856	5,9
B4-PRF-120	5 000	4,6
B6-SR-90	3 140	11,7
B6-PRF-90	2 651	9,2
B6-PRF-100	3 990	10,5
B6-PRF-120	4 638	3,6

6.2.1 Énergie d’Hourglass

Lors de la modélisation dynamique dans LS-Dyna, un problème récurrent est la formation d’énergie d’Hourglass. Si cette énergie, décrite à la section 2.4.1, n’est pas adéquatement gérée, elle peut corrompre les résultats numériques. À cette même section 2.4.1, il est mentionné que la littérature propose 10% comme pourcentage maximal d’énergie d’Hourglass acceptable dans un modèle par rapport à l’énergie interne totale à n’importe quel moment de l’analyse pour éviter une distorsion des résultats. De ce fait, lors de la validation des modèles numériques, il est vérifié que cette valeur critique de 10% n’est en aucun cas dépassée dans les modèles tel qu’illustré à la figure 6.4.

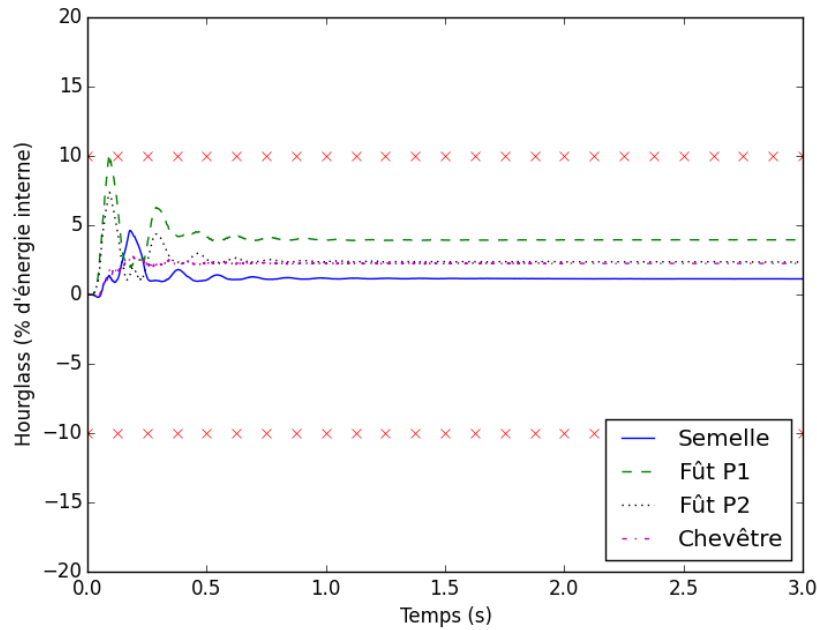


Figure 6.4 – Énergie d'Hourglass pour le spécimen B4-PRF-80

6.3 COMPORTEMENT STRUCTURAL LOCAL

Au chapitre 5, un relevé des dommages expérimentaux est dressé à la figure 5.3 pour l'essai B4-SR-80. Afin de valider les modèles numériques, la figure 6.5 illustre l'endommagement prévu numériquement pour le même essai. Les zones rouges représentent les emplacements où la limite de déformation du béton est atteinte et où il y a donc fissuration. La similitude entre les zones de fissuration expérimentales et numériques démontre la précision du modèle numérique. Par ailleurs, sur la vue en plan du relevé d'endommagement numérique, il est également possible de distinguer de la fissuration au chevêtre près du deuxième fût tel que mis en évidence par la figure 5.3. En bref, non seulement, tel que le démontrent les courbes d'hystérésis, le comportement global est respecté, mais, en plus, le modèle numérique est en mesure de prédire de manière locale le comportement structural.

De manière encore plus locale, lors des essais expérimentaux, des données ponctuelles sont recueillies par les jauges de déformation et les potentiomètres. Habituellement, l'objectif d'un modèle numérique simplifié est de recréer numériquement le comportement global de la structure, mais de manière aussi ponctuelle, les résultats numériques et expérimentaux divergent. Dans le cas du présent projet, les jauges de déformation prennent des mesures sur une distance équivalente à un seul élément barre (acier d'armature) ou

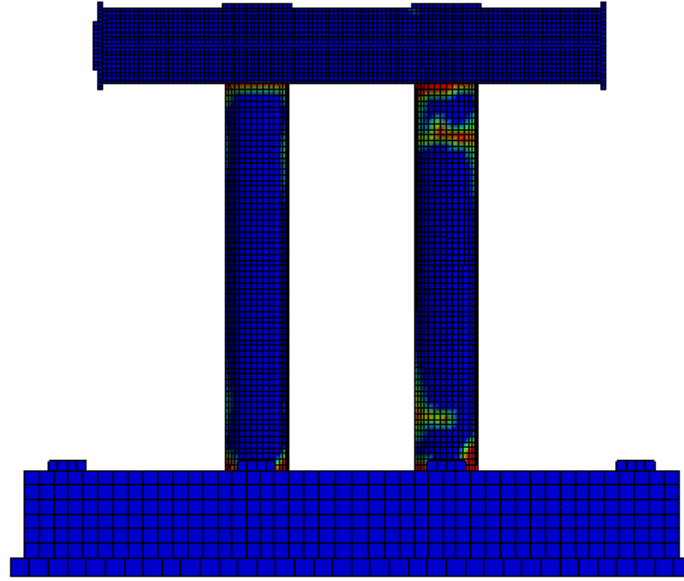


Figure 6.5 – Endommagement prédit numériquement

solide (béton) du modèle numérique. Il serait donc tout à fait normal que les résultats ne coïncident pas entre eux. Pourtant, tel que le démontre la figure 6.6, le modèle LS-Dyna est suffisamment précis pour anticiper numériquement le comportement localisé de chacun des instruments de mesure. La figure 6.6 présente un exemple pour chaque type de mesure expérimentale recueillie. Les courbes ne sont évidemment pas parfaitement identiques en raison de la grande incertitude qui régit des mesures aussi ponctuelles, mais la tendance générale est très bien respectée.

Par ailleurs, bien que la prise de mesures expérimentales quant à la déformation du PRF soit ardue, la figure 6.6d démontre que la contrainte de confinement numérique suit la contrainte de confinement expérimentale pour la zone d'importance. En effet, la pente de chargement est identique pour les deux types de données. Pourtant, comme expliqué à la section 5.5, les jauges de déformations posées directement sur les fibres de PRF ne sont pas reconnues pour donner des résultats très précis alors qu'ici, seul le retour à l'équilibre fait preuve d'imprécision.

Aussi, il faut noter qu'autant numériquement qu'expérimentalement, la contrainte axiale dans le PRF est relevée afin de s'assurer de ne pas atteindre la limite de plastification. En effet, tel que stipulé à la section 4.3.2, le PRF doit demeurer dans le domaine élastique. Dans le cas contraire, le comportement numérique serait erroné. Le choix du matériau utilisé dans LS-Dyna pour modéliser le PRF a été effectué en supposant que sa plastifi-

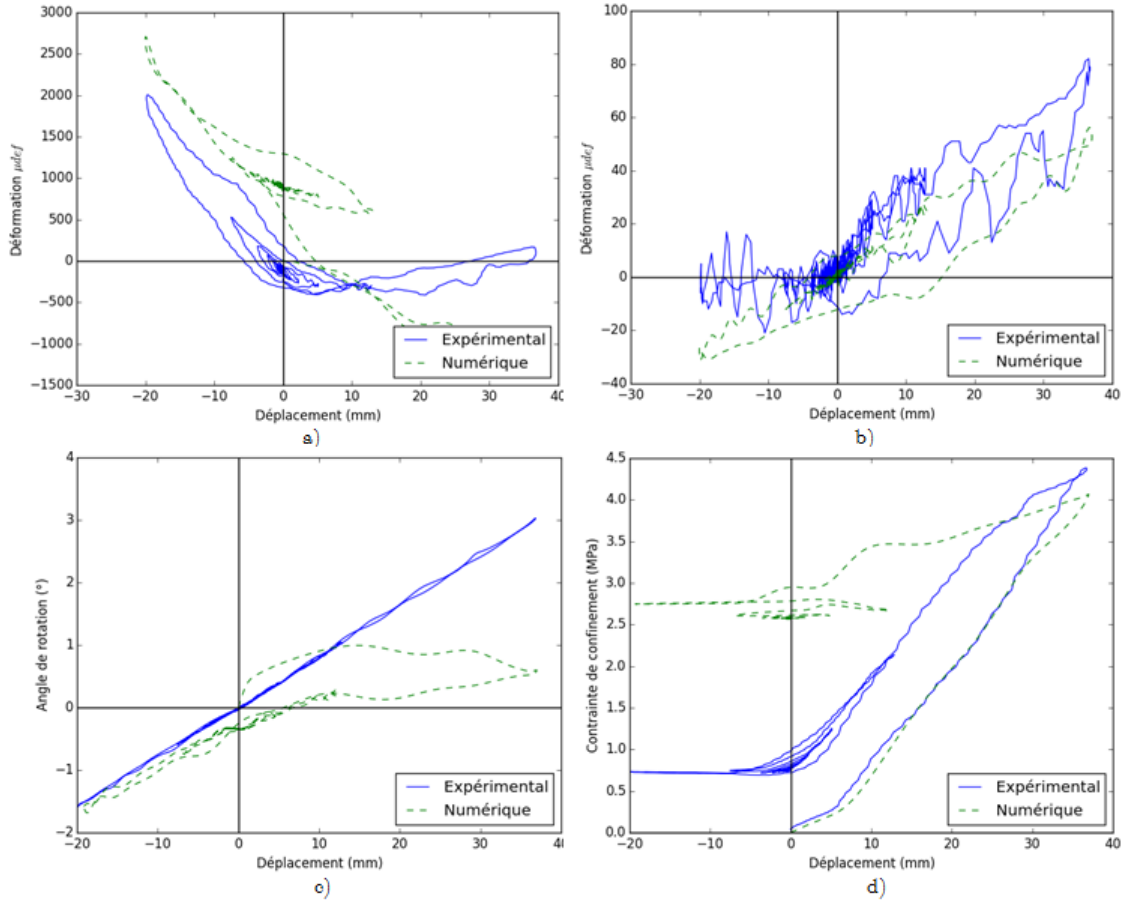


Figure 6.6 – Comparaison des résultats ponctuels sur le spécimen B4-PRF-80 pour en a) la déformation de l'acier mesurée à la jauge J25, en b) la déformation du béton mesurée à la jauge J27, en c) la rotation au bas du fût P1 et en d) la contrainte de confinement au bas du fût P1

cation ne serait jamais atteinte. Effectivement, la contrainte axiale dans le PRF n'atteint en aucun cas la valeur théorique de 847 MPa énoncée au tableau 3.4.

6.4 CONCLUSION SUR LE CHAPITRE

Dans ce chapitre, les résultats du modèle numérique sont comparés avec ceux obtenus au laboratoire. L'analyse comparative est effectuée autant pour des caractéristiques globales que ponctuelles des spécimens. Une multitude de mesures variées sont également utilisées. Dans tous les cas, l'imprécision numérique est jugée acceptable. La validité du modèle numérique LS-Dyna est donc démontrée. De ce fait, il est possible de l'utiliser pour extrapoler le comportement structural de piles de pont pour lesquelles certains paramètres de base sont modifiés. En bref, ce chapitre justifie l'exactitude de l'analyse paramétrique présentée au chapitre 7.

Chapitre 7

Analyse paramétrique

Un des objectifs majeurs de ce projet de recherche est d'analyser l'importance de différents paramètres caractérisant les piles de pont ainsi que le recouvrement en PRF dont elles sont dotées sur leur résistance aux charges d'impact. Pour atteindre cet objectif, ce chapitre détaille une analyse paramétrique réalisée à partir du modèle numérique LS-Dyna présenté dans les chapitres précédents.

7.1 NATURE DE L'ANALYSE PARAMÉTRIQUE

Trois paramètres majeurs font office de sujets dans cette analyse, c'est-à-dire la quantité d'armatures verticales dans les fûts, le nombre de couches de PRF et le chargement d'impact appliqué. Les différents paramètres utilisés sont listés ci-dessous :

- | | |
|--------------------------------|--------------------------------------|
| 1. Armature verticale des fûts | 3. Nombre de couches du recouvrement |
| 1.1. 0,6% de l'aire brute | de PRF |
| 1.2. 0,9% de l'aire brute | 3.1. Aucune |
| 2. Chargement d'impact | 3.2. Une |
| 2.1. CBB | 3.3. Trois |
| 2.2. SRD | 3.4. Six |
| 2.3. SRR | |

D'abord, pour ce qui est de l'armature verticale des fûts, les valeurs de 0,6% et 0,9% de l'aire brute de béton sont choisies par souci de cohérence avec les deux spécimens testés au laboratoire. En effet, ces pourcentages correspondent à l'utilisation de 4 et 6 barres de 6,35 mm de diamètre dans des fûts de 165 mm de diamètre. Ensuite, pour le nombre de couches du recouvrement de PRF, le scénario sans recouvrement est utilisé comme point de référence. Les choix de 1, 3 et 6 couches correspondent à ce qui est habituellement retrouvé dans la littérature. Dans la pratique, le nombre de couches ne dépasse usuellement pas 6. Finalement, pour ce qui est des chargements, la signification des abréviations citées précédemment est détaillée au tableau 7.1 et la figure 7.1 compare les trois courbes. Dans le tableau, le chargement mis en évidence, soit *SRR*, est celui utilisé au chapitre 5 pour les

essais expérimentaux. Les deux autres chargements proviennent également de l'étude de *Buth* [7]. Il faut noter que la force est presque identique pour les trois cas lorsque l'avant du camion atteint la pile. C'est lors de l'impact de la cargaison avec la colonne qu'il y a divergence dans les courbes. Le chargement CBB atteint une force maximale presque identique au chargement SRR tandis que le semi-remorque déformable produit une force moindre qui s'étale sur une durée plus grande.

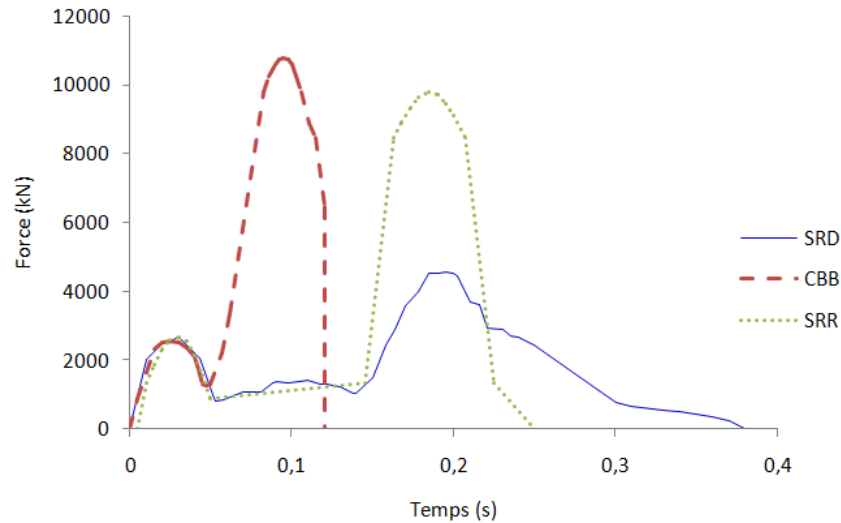


Figure 7.1 – Courbes de chargement utilisées pour l'analyse paramétrique

7.2 RÉSULTATS DE L'ANALYSE PARAMÉTRIQUE

L'analyse paramétrique est réalisée à partir d'un modèle numérique unique dans lequel seuls les paramètres susmentionnés sont modifiés. Ce modèle est le produit des chapitres précédents. En effet, la modélisation de la pile est étalonnée en fonction des résultats expérimentaux et le modèle contient la superstructure décrite à la section 4.7 afin de représenter le comportement réel d'une pile de pont. Néanmoins, tout ce qui a trait à la successivité des essais est laissé de côté puisqu'ici c'est le comportement à la suite d'un impact singulier qui se doit d'être traité. En effet, le but étant soit de concevoir des piles de pont résistant aux charges d'impact ou encore de renforcer de manière préventive des ouvrages déjà érigés. Le recouvrement de PRF est donc modélisé par partage des nœuds des éléments barres de PRF aux nœuds des éléments solides du béton tel que décrit à la section 4.3 plutôt qu'avec la méthode décrite à la section 6.1 utilisant des éléments contacts.

Tableau 7.1 – Paramètres des différents chargements

Camion	Masse (lbs)	Vitesse (mph)	Type de cargaison	Abréviation
À benne basculante	65 000	50	Rigide	CBB
Semi-remorque	80 000	60	Déformable	SRD
Semi-remorque	80 000	50	Rigide	SRR

Au total, 24 modèles numériques sont produits pour cette analyse paramétrique. Ces modèles produisent chacun la totalité des résultats traités au chapitre 6. Parmi ceux-ci, seules l'énergie dissipée, la déformation du béton et la contrainte de confinement font l'objet de l'étude. Le tableau 7.2 résume l'ensemble de ces résultats. Il faut noter que la déformation du béton donnée est celle atteinte dans la zone la plus endommagée, c'est-à-dire la base des colonnes. De manière analogue, la contrainte de confinement est la moyenne du confinement exercée par le PRF à la base des fûts. En effet, ce sont les zones où le PRF est le plus sollicité et donc où il exerce la plus grande contrainte de confinement. De plus, l'énergie dissipée est considérablement plus élevée qu'aux chapitres 5 et 6 puisque les modèles de l'analyse paramétrique sont à pleine échelle.

7.3 DÉFORMATION DU BÉTON ET ÉTATS LIMITES

La déformation du béton est particulièrement intéressante dans le cas présent, car elle permet d'attribuer aux différents essais l'état limite atteint lors de la sollicitation d'impact. En effet, tel que détaillé à la section 2.5.5, Jean [23] définit les frontières des états limites pour des poteaux de PRF. Ces résultats sont donc repris ici pour quantifier l'analyse paramétrique. Les figures 7.2, 7.3 et 7.4 situent chaque essai en fonction de ces états limites pour, respectivement, les chargements de semi-remorque à cargaison déformable, semi-remorque à cargaison rigide et camion à benne basculante. De nombreuses conclusions peuvent être tirées de ces simples figures.

D'abord, en évaluant les trois figures dans leur ensemble, il est possible de comparer les trois types de chargement retenus. L'analyse confirme que le semi-remorque à cargaison rigide est celui qui est le plus néfaste pour la structure de pont. L'hypothèse initiale énoncée à la section 3.7.1 est donc confirmée quant à la sélection du chargement le plus critique. De plus, selon la tendance générale, le confinement par recouvrement de PRF permet bel et bien d'améliorer le comportement structural, et ce, peu importe le chargement d'impact appliqué. Une telle conclusion, à priori triviale, vient néanmoins renforcer l'objectif principal de ce projet de recherche. D'ailleurs, non seulement l'ajout du nombre de couches de

Tableau 7.2 – Énergie dissipée et déformation du béton

Modèle	Énergie dissipée (kJ)	ϵ_c	Contrainte de confinement (mPa)
B4-SR-SRD	655	0,032	-
B4-SR-SRR	814	0,053	-
B4-SR-CBB	681	0,031	-
B4-PRF1-SRD	642	0,030	1,34
B4-PRF1-SRR	753	0,057	2,87
B4-PRF1-CBB	702	0,039	1,32
B4-PRF3-SRD	829	0,015	2,60
B4-PRF3-SRR	829	0,057	3,56
B4-PRF3-CBB	719	0,021	3,53
B4-PRF6-SRD	752	0,013	4,05
B4-PRF6-SRR	858	0,023	5,27
B4-PRF6-CBB	764	0,017	4,84
B6-SR-SRD	659	0,032	-
B6-SR-SRR	843	0,038	-
B6-SR-CBB	710	0,023	-
B6-PRF1-SRD	662	0,021	1,01
B6-PRF1-SRR	878	0,027	1,58
B6-PRF1-CBB	727	0,020	1,48
B6-PRF3-SRD	720	0,013	2,42
B6-PRF3-SRR	897	0,023	3,70
B6-PRF3-CBB	765	0,018	2,37
B6-PRF6-SRD	716	0,011	3,84
B6-PRF6-SRR	923	0,020	5,57
B6-PRF6-CBB	758	0,017	4,73

PRF permet d'augmenter la performance des piles de ponts, mais l'ajout d'armatures verticales le permet également. À ce propos, il faut remarquer qu'une augmentation de 50% de la quantité d'armatures verticales, ne permet qu'un faible gain de performance tandis que l'ajout de PRF permet un gain plus substantiel. Certes, il n'en demeure pas moins qu'il y a bénéfices, même s'il est faible, à l'ajout d'armature verticale. C'est toutefois, une combinaison de cette augmentation de l'armature avec la pose de PRF qui permet de restreindre de manière considérable l'endommagement. Une autre conclusion globale qui se doit d'être tirée est la gravité des charges d'impact. En effet, sans égards aux différents paramètres analysés, tous les essais se voient dépasser la frontière de l'occupation immédiate, et ce, malgré le fait que certaines analyses portent sur un chargement moindre et un renforcement important en armature et PRF. Cela met l'accent sur l'ampleur des effets néfastes des charges d'impact et accentue l'importance de poursuivre la recherche

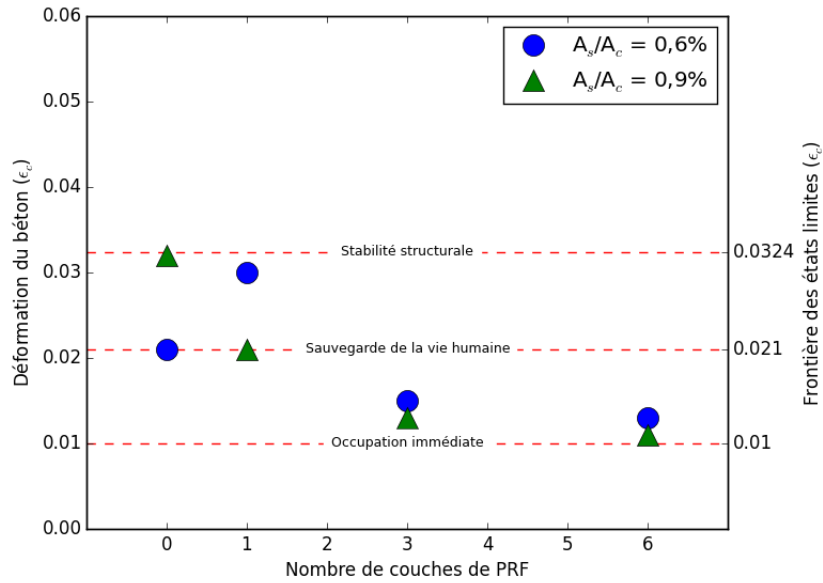


Figure 7.2 – Comportement aux états limites des essais avec chargement d’impact d’un semi-remorque ayant une cargaison déformable (SRD)

en ce domaine.

En analysant la courbe de tendance de la déformation du béton en fonction de nombre de couches de PRF, pour un même chargement, et une même quantité d’armature verticale, il faut remarquer le comportement exponentiel décroissant qui s’en suit. En effet, pour les figures 7.2, 7.3 et 7.4, la tendance exponentielle décroissante est particulièrement probante pour les spécimens dont $A_s/A_c = 0,9\%$. Pour $A_s/A_c = 0,6\%$, bien que présente, la conclusion est moins évidente. En raison du faible taux d’armature, il y a endommagement localisé plus important qui vient accentuer la déformation du béton mesurée à la base des fûts. Le modèle d’éléments finis semble permettre dans cette situation, une déformation locale trop importante par rapport au reste de la pile ce qui vient fausser quelque peu l’étude paramétrique. Toutefois, cette tendance exponentielle décroissante demeure présente et démontre que l’ajout d’un confinement de PRF permet une amélioration considérable du comportement structural en passant de zéro à une couche. Par la suite, l’ajout de couches supplémentaires produit toujours un gain de performance, mais ce gain s’atténue à chaque couche supplémentaire. Lors de l’ajout de couches de PRF subséquentes, il y a donc décroissance exponentielle de l’augmentation de l’efficacité du PRF tandis que la croissance des coûts de construction est linéaire. En bref, il s’en suit que l’ajout d’un confinement par PRF augmente la résistance des piles de pont aux charges d’impact, mais si ce gain n’est pas suffisant, il n’est pas pertinent d’ajouter systématique-

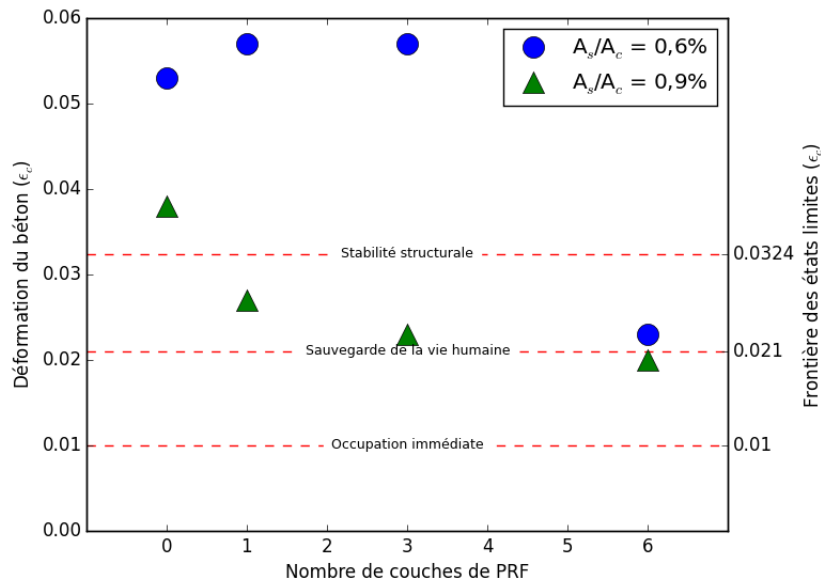


Figure 7.3 – Comportement aux états limites des essais avec chargement d’impact d’un semi-remorque ayant une cargaison rigide (SRR)

ment des couches supplémentaires jusqu’à l’atteinte du comportement désiré.

Ensuite, les trois chargements observés individuellement sont également pertinents afin de tirer des conclusions. Premièrement, quant à la figure 7.2 et à l’impact d’un semi-remorque à cargaison déformable, il faut noter, outre les observations déjà dressées, le gain substantiel en terme d’état limite lors de l’ajout du recouvrement de PRF. Même si ce chargement avec cargaison déformable est le moins critique parmi les trois analysés, il n’en demeure pas moins que seul l’état limite de la stabilité structurale est atteint sans PRF. Pourtant, avec une seule couche du produit, la sauvegarde de la vie humaine peut être assurée ce qui démontre la performance de la réhabilitation. En outre, un recouvrement d’épaisseur trois ou six fois supérieur permet de diminuer la déformation du béton sans toutefois atteindre la frontière de l’occupation immédiate.

Par ailleurs, pour le chargement d’un semi-remorque à cargaison rigide dont les résultats sont présentés à la figure 7.3, la déformation du béton est généralement beaucoup plus élevée que dans le cas précédent. Sans confinement, la stabilité structurale est d’ailleurs compromise et la seule situation permettant l’atteinte de la sauvegarde humaine consiste à doter les fûts de 0,9% de leur aire brute en acier d’armature verticale et de 6 couches de PRF. Cependant, avec une telle quantité d’acier, 3 couches de PRF sont presque suffisantes également.

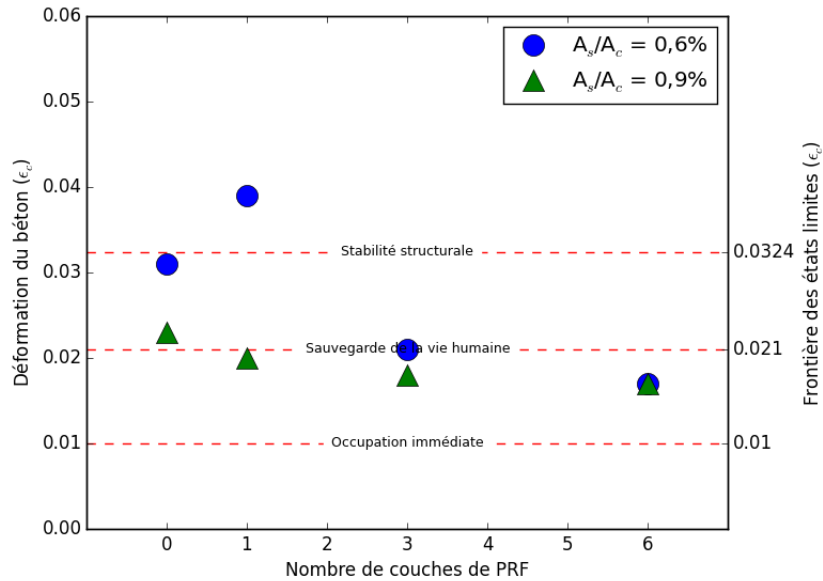


Figure 7.4 – Comportement aux états limites des essais avec chargement d’impact d’un camion à benne basculante (CBB)

Finalement, pour ce qui est de la figure 7.4 et de la collision d’un camion à benne basculante, la performance du PRF est moindre que dans les cas précédents. Tel que pour les semi-remorques, il y a diminution exponentielle de la déformation du béton avec l’augmentation de l’épaisseur du recouvrement de PRF. Néanmoins, la variation totale de cette déformation est succincte. Malgré ce fait, le confinement par recouvrement de PRF est, encore une fois, pleinement pertinent, car il procure à la pile la capacité d’assurer la sauvegarde humaine alors que celle-ci est mise en péril dans le cas contraire.

Pour des charges extrêmes telles que les séismes ou les impacts de véhicules routiers, l’objectif est habituellement d’assurer la sauvegarde de la vie humaine et non l’occupation immédiate. En effet, l’occupation immédiate est souvent trop contraignante pour être recherchée dans le cas de sollicitations à faible probabilité d’occurrence. Comme il a été énoncé précédemment, une seule couche de PRF permet pour presque toutes les combinaisons de chargement et d’armature des fûts d’atteindre cet état limite de la sauvegarde humaine alors que celle-ci est toujours compromise sans PRF et que même la stabilité structurale l’est presque toujours également. Dans le cas où une seule couche n’est pas suffisante, telle que pour l’impact d’un semi-remorque avec cargaison rigide, trois couches sont toutefois presque adéquates pour l’atteinte de la sauvegarde humaine. En résumé, le confinement par recouvrement de PRF semble une solution adéquate pour garantir au minimum la sauvegarde de la vie humaine lors de charges d’impact routiers sur des ponts.

7.4 DISSIPATION D'ÉNERGIE

La section précédente, basée sur la déformation du béton, est particulièrement concluante quant au gain de performance des piles lors de l'ajout de PRF. Afin de renforcer les conclusions alors tirées, la figure 7.5 fait appel à un paramètre de comparaison totalement différent, c'est-à-dire l'énergie dissipée lors des essais. L'objectif n'est pas ici d'atteindre une quantité d'énergie dissipée la plus élevée possible, mais plutôt d'observer s'il y a augmentation de la dissipation d'énergie lors de l'ajout du recouvrement. Ainsi, il va de soi qu'un chargement plus important en terme de forces et déplacements implique une dissipation d'énergie plus élevée. Néanmoins, s'il y a gain d'énergie dissipée entre deux analyses identiques en tout point sauf pour ce qui a trait à l'augmentation du nombre de couches du recouvrement de PRF, alors il y a démonstration de l'augmentation de la performance du spécimen.

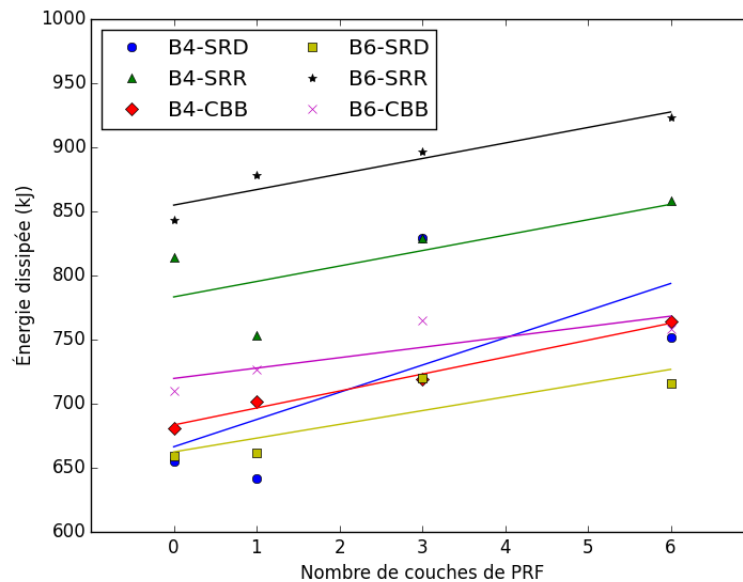


Figure 7.5 – Énergie dissipée par les différents modèles

Tout d'abord, les résultats présentés à la figure 7.5 sont probants puisqu'il y a effectivement augmentation de l'énergie dissipée lors de l'ajout de PRF. Ce second paramètre vient donc seconder les conclusions tirées à la section 7.3. En plus, l'augmentation de l'énergie dissipée suit une tendance linéaire contrairement au comportement exponentiel décroissant de la déformation du béton. Cela implique que, malgré la plus faible utilité des couches de PRF subséquentes à la première pour ce qui est de l'endommagement localisé du béton à la base des fûts, le comportement global de la structure, lui, est bonifié par

la croissance de l'épaisseur du recouvrement. Il faut donc souligner la distinction entre le comportement localisé de la pile et son comportement global puisque le PRF n'agit pas de manière identique pour les deux.

Également, les courbes de tendance sont sensiblement parallèles, cela démontre que l'augmentation relative de la dissipation de l'énergie est presque identique sans égards aux autres paramètres analysés. Pourtant, il est démontré à la section 7.3 que le confinement est plus performant contre l'impact d'un semi-remorque que d'un camion à benne basculante. Il y a donc nuance supplémentaire quant aux résultats dressés à partir de la déformation du béton et de l'énergie dissipée. Toutefois, la conclusion générale demeure identique. L'ajout d'un confinement par recouvrement de PRF sur les piles de pont permet d'augmenter la capacité de cette pile de pont à résister aux charges d'impact. Cette augmentation est également plus importante lorsque l'épaisseur de ce recouvrement est accrue.

7.5 CONTRAINTE DE CONFINEMENT

Les figures 7.2 à 7.5 permettent de conclure, hors de tous doutes, du bien-fondé du confinement par recouvrement de PRF comme solution aux charges d'impact. Plusieurs questions demeurent toutefois, dont le nombre de couches de PRF optimal à appliquer. Une réponse préliminaire est énoncée précédemment, quant au nombre de trois, pour ce qui a trait aux états limites. La figure 7.6 tente de répondre au même questionnement. Elle illustre la corrélation entre la contrainte de confinement mesurée à la base des fûts et le nombre de couches de PRF utilisées. Si un plateau est atteint dans la contrainte de confinement mesurée lors de l'augmentation de l'épaisseur du recouvrement, alors il ne serait pas pertinent d'utiliser un nombre de couches supérieur à celui produisant ce plateau. Il faut comprendre qu'à la section 7.3, il est observé une atténuation exponentielle du bienfait produit par l'ajout de couches de PRF. La raison expliquant cette dépréciation pourrait être liée à une diminution du confinement produit. Cependant, cette atténuation est plutôt provoquée par l'effet global de l'ensemble des paramètres conjoints affectant la performance de l'ouvrages, dont le renforcement d'armature vertical, et non simplement le confinement appliqué. En effet, la figure 7.6 démontre que la contrainte de confinement produite augmente linéairement avec l'ajout de PRF. En bref, il est hautement intéressant de savoir qu'en augmentant l'épaisseur de PRF, sans égards aux autres propriétés de la pile, le confinement continue d'augmenter linéairement. Le confinement produit n'est donc pas un critère limitant le nombre de couches à utiliser.

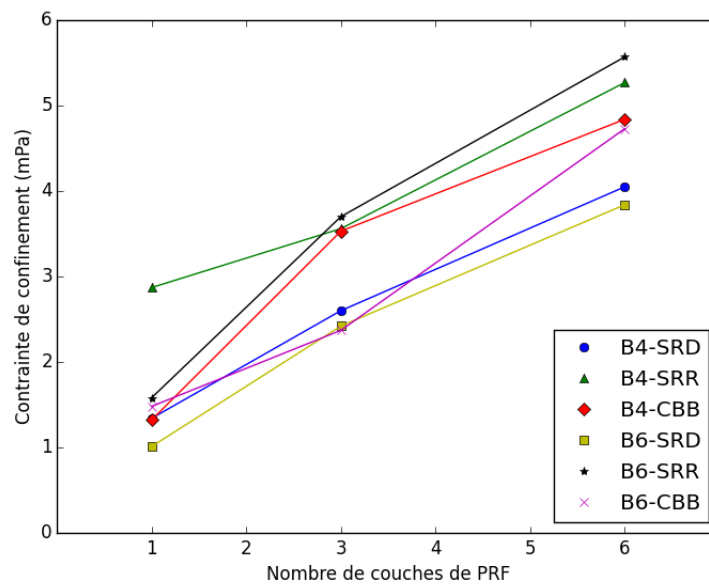


Figure 7.6 – Contrainte de confinement atteinte à la base des fûts

Chapitre 8

Conclusion

Dans le contexte où les collisions entre les véhicules routiers et les piliers de ponts sont la deuxième cause en importance des défaillances de pont en Amérique du Nord, une solution permettant d'améliorer la résistance de ces ouvrages d'art aux charges d'impact est nécessaire. Ce mémoire démontre la performance du confinement, par recouvrement de PRF, des piles de ponts dans l'amélioration de leur capacité à résister aux charges d'impact. Sachant que cette solution fait déjà ses preuves quant à son aptitude à améliorer le comportement sismique des piles, son utilisation peut maintenant être considérée comme une option multirisque.

8.1 RETOUR SUR LES OBJECTIFS DE RECHERCHE ET LES PRINCIPAUX RÉSULTATS

En premier lieu, les effets de l'ajout de PRF sur les piliers de ponts sont cernés par des essais expérimentaux et numériques. Il est observé au cours de ce projet qu'une pile de pont soumise de manière successive à des chargements d'impact de même intensité subissait un endommagement moindre lors de la seconde sollicitation lorsque celle-ci est précédée de la pose d'un confinement, et ce, malgré l'endommagement initial. Par ailleurs, le spécimen confiné est en mesure de résister à une charge d'impact d'intensité supérieure à celle causant la rupture du même spécimen sans PRF.

Ensuite, un modèle numérique raffiné permettant la modélisation de piles de ponts, recouvertes de PRF et soumises à des charges d'impact, est produit dans LS-Dyna. L'exactitude de ce modèle d'éléments finis est validée grâce aux essais expérimentaux. Sa précision est démontrée autant sur le comportement structural global que local.

Finalement, une analyse paramétrique est élaborée et permet de dresser de nombreuses conclusions. Rappelons que le confinement par une seule couche de PRF permet à lui seul de situer presque tous les spécimens analysés à l'état limite de la sauvegarde de la vie humaine alors que, sans ce confinement, celle-ci ne peut en aucun cas être assurée pour l'entièreté des 24 impacts modélisés. De plus, l'amélioration de la performance en

terme d'état limite et de déformation maximale du béton varie de manière exponentielle décroissante avec l'ajout de couches de PRF tandis que l'énergie dissipée et la contrainte de confinement augmentent linéairement avec l'augmentation de l'épaisseur du recouvrement.

8.2 RECOMMANDATIONS POUR LES TRAVAUX FUTURS

Maintenant que le potentiel du confinement par recouvrement de PRF dans la protection des piles de ponts contre les charges d'impacts routiers est démontré, les recherches doivent se poursuivre pour donner suite au présent projet. Afin d'améliorer la précision et l'étendue des modèles numériques, il est recommandé d'effectuer de nouveaux essais en laboratoires sur des spécimens recouverts de PRF sans endommagement ni sollicitation initiale. Cela permettrait d'éviter les principales sources d'erreurs et complications vécues au cours de ce projet de maîtrise. Par le fait même, la performance des deux méthodologies utilisées dans LS-Dyna pour la modélisation des recouvrements de PRF, c'est-à-dire par partage des nœuds et par éléments contacts, pourrait être comparée. Bref, les nouveaux spécimens d'essais pourront être dimensionnés différemment de ceux testés au cours de ce projet afin d'augmenter la diversité de la banque de données sur les piles soumises aux charges d'impact.

De plus, expérimentalement, il serait pertinent d'augmenter l'exactitude des résultats recueillis. En effet, le vérin applique, jusqu'à maintenant, le chargement au chevet de la pile alors qu'en pratique un véhicule routier entre en collision avec le fût. Cette simplification expérimentale permet de n'utiliser qu'un seul vérin pour appliquer à la fois l'impact et le comportement produit par la superstructure. L'utilisation de deux vérins est fortement recommandée à l'avenir pour dissocier ces deux chargements. Pour ce faire, la méthode par sous-structuration en temps réel, abordée à la section 2.3, se doit d'être mise en pratique. Actuellement, le comportement de la superstructure est pris en compte dans la définition numérique de la courbe de chargement en amont aux essais expérimentaux. Quant à elle, la simulation hybride en temps réel permettrait de reproduire de manière plus exacte l'effet de la superstructure. Également, l'endommagement localisé sur le fût ne serait alors plus négligé par la présence du second vérin, fixé au fût de la pile, qui appliquerait directement la charge d'impact. Par ailleurs, ce second vérin, ayant pour seul objectif d'appliquer l'impact, pourrait alors être contrôlé en force plutôt qu'en déplacement. *Landry-Michaud* [26] a développé à l'Université de Sherbrooke un appareil basé sur la méthode de *Robinson et Pratt* [36] expliquée à la section 2.3 qui donne la possibilité d'exercer un tel contrôle.

Ainsi, il va de soi, que ce projet de maîtrise s'inscrit dans un projet à plus grande échelle et que de nombreux essais expérimentaux et numériques doivent encore être produits afin de fournir des lignes directrices de conception pour la réhabilitation ou la mise aux normes des ouvrages d'art en réponse aux charges d'impact.

Annexe A

Plans de construction

Les plans tels que construits des spécimens d'essais sont ici présentés selon la liste ci-dessous.

Liste des plans

1. Pile B6
 - a) S-01 : Dimensions générales
 - b) S-02 : Dimensions générales
 - c) S-03 : Dimensions générales
 - d) S-04 : Instrumentation - Béton
 - e) S-05 : Plans d'armature
 - f) S-06 : Plans d'armature
 - g) S-07 : Plans d'armature
 - h) S-08 : Jauges sur l'armature
 - i) S-09 : Jauges sur l'armature
 - j) S-15 : Réhabilitation
2. Pile B4
 - a) S-01 : Dimensions générales
 - b) S-02 : Dimensions générales
 - c) S-03 : Dimensions générales
 - d) S-04 : Instrumentation - Béton
 - e) S-10 : Plans d'armature
 - f) S-11 : Plans d'armature
 - g) S-12 : Plans d'armature
 - h) S-13 : Jauges sur l'armature
 - i) S-14 : Jauges sur l'armature
 - j) S-15 : Réhabilitation

NOTES:

LES DIMENSIONS SONT EN
MM

ÉMISSION POUR:

- ☐ COMMENTAIRES
- ☐ APPROBATION
- ☐ PERMIS
- ☐ SOUMISSION
- ☒ CONSTRUCTION 15-12-09

0 15-12-09 Tels que construits C.P.

RÉV.	DATE	DESCRIPTION	APPR.

SCEAU

DESSINÉ PAR:
C. PLANTE

VÉRIFIÉ PAR:

RÉVISÉ PAR:

ÉCHELLE:

1:10

DATE:

2015-12-09

PROJET:

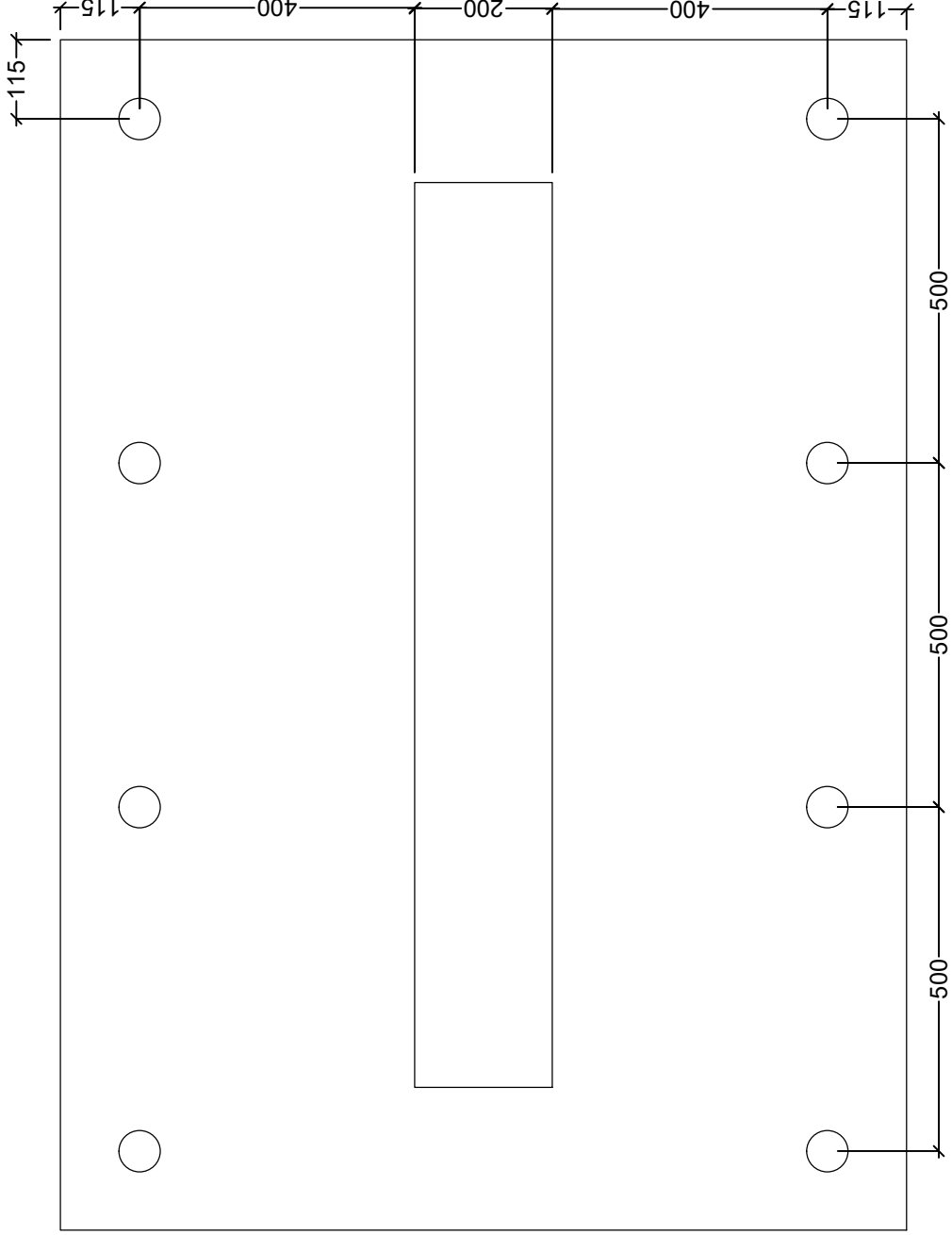
PILES B6 ET B4

TITRE:

DIMENSIONS GÉNÉRALES

DESSIN:

S-01



Vue en plan
Échelle : 1:10

NOTES:

LES DIMENSIONS SONT EN
MM

ÉMISSION POUR:

- ☐ COMMENTAIRES
- ☐ APPROBATION
- ☐ PERMIS
- ☐ SOUMISSION
- ☒ CONSTRUCTION 15-12-09

0 15-12-09 Tels que construits C.P.

RÉV. DATE DESCRIPTION APPR

SCEAU

DESSINÉ PAR:
C. PLANTE

VÉRIFIÉ PAR:

RÉVISÉ PAR:

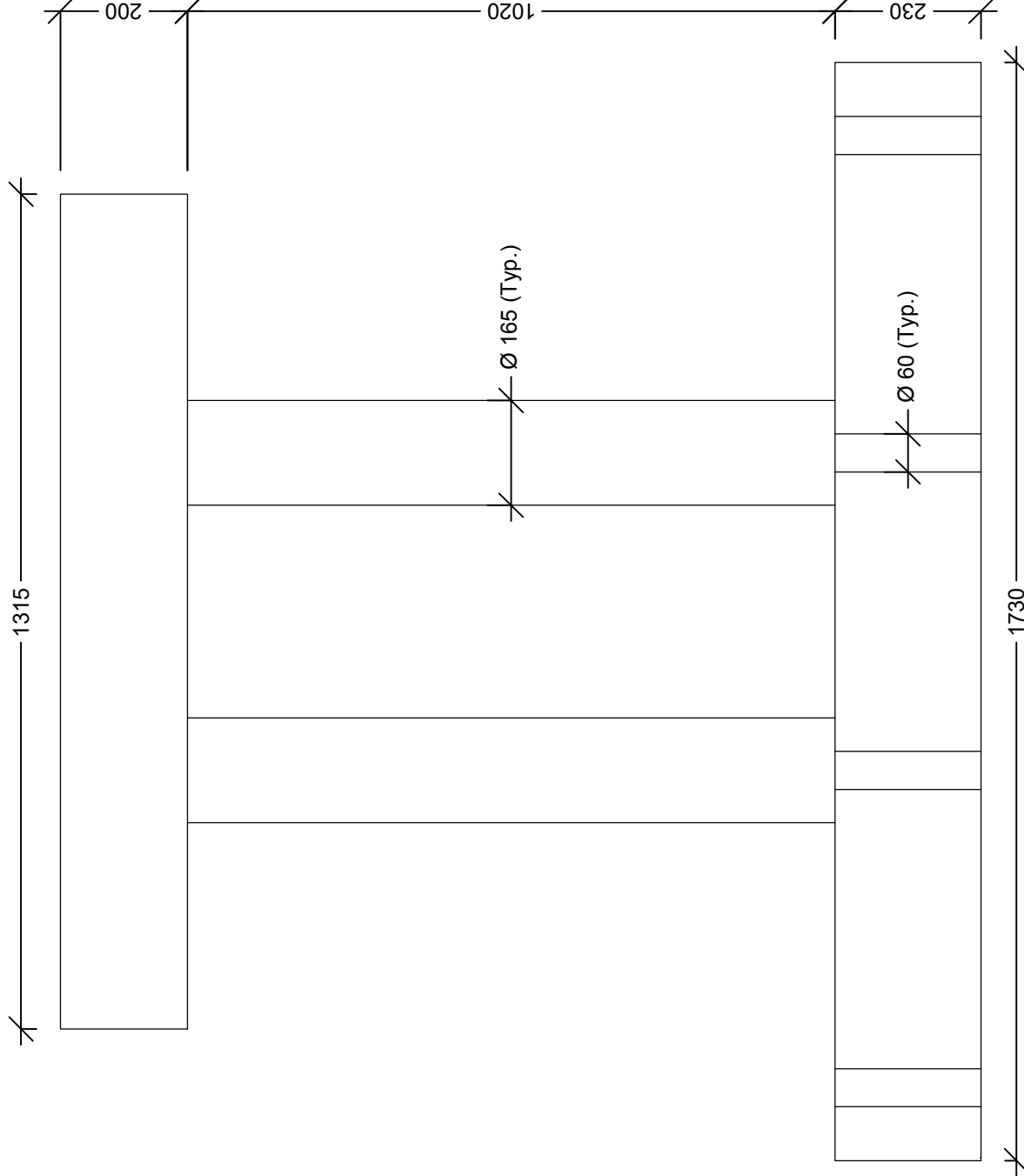
ÉCHELLE:
1:10

DATE:
2015-12-09

PROJET:
PILES B6 ET B4

TITRE:
DIMENSIONS GÉNÉRALES

DESSIN:
S-02



Vue en élévation

Échelle : 1:10



NOTES:

LES DIMENSIONS SONT EN
MM

ÉMISSION POUR:

O	COMMENTAIRES
---	--------------

COMMERCIAL	
APPROBATION	

O	PERMIS
---	--------

O	SOUSSION
---	----------

●	CONSTRUCTION	15-12-09
---	--------------	----------

0	15-12-09	Tels que construits	C.P.
---	----------	---------------------	------

RÉV.	DATE	DESCRIPTION	APPR.
------	------	-------------	-------

SCEAU

DESSINÉ PAR:
C. PLANTE

VÉRIFIÉ PAR:

RÉVISÉ PAR:

ÉCHELLE:

2015-12-09

PROJET:

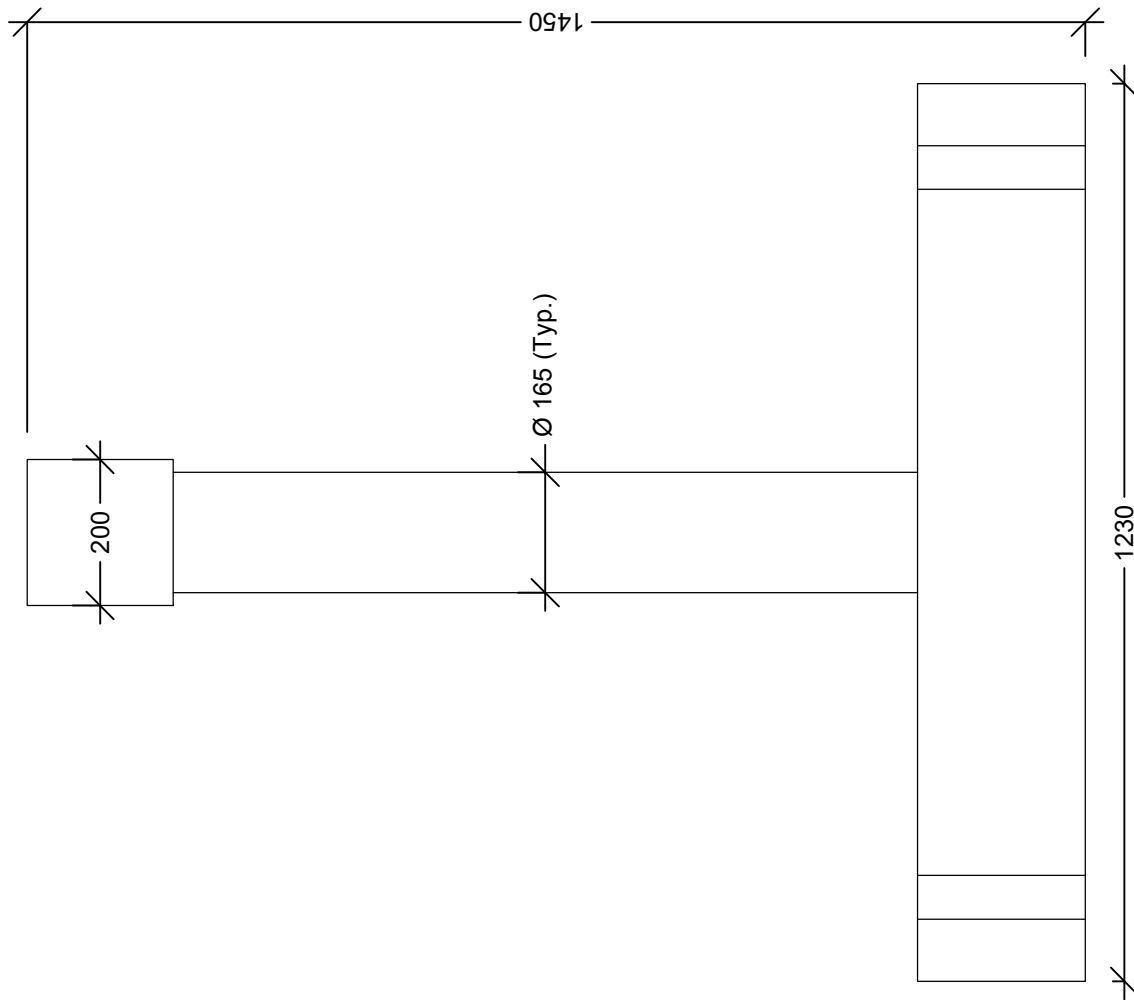
PILES B6 ET B4

TITRE:

DIMENSIONS GÉNÉRALES

DESSIN:

S-03



Vue de côté

Échelle : 1:10

NOTES:

LES DIMENSIONS SONT EN
MM

ÉMISSION POUR:

- ☐ COMMENTAIRES
- ☐ APPROBATION
- ☐ PERMIS
- ☐ SOUMISSION
- ☒ CONSTRUCTION 15-12-09

0 15-12-09 Tels que construits C.P.

RÉV. DATE DESCRIPTION APPR.

SCEAU

DESSINÉ PAR:
C. PLANTE

VÉRIFIÉ PAR:

RÉVISÉ PAR:

ÉCHELLE:

1:10

DATE:

2015-12-09

PROJET:

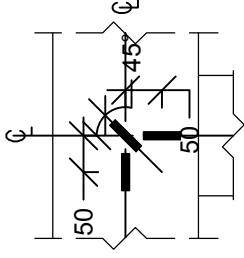
PILES B6 ET B4

TITRE:

INSTRUMENTATION - BÉTON

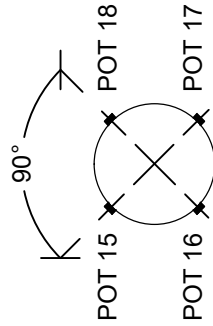
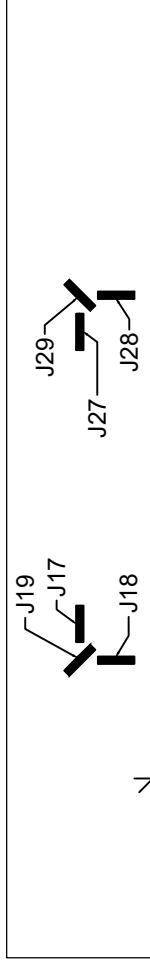
DESSIN:

S-04



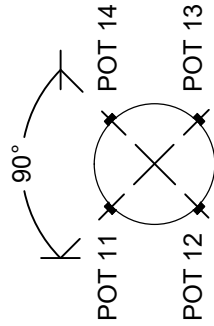
Détail - Jauges

Échelle : 1:10



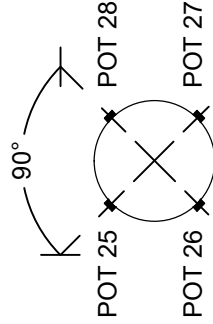
Coupe A-A

Échelle : 1:10



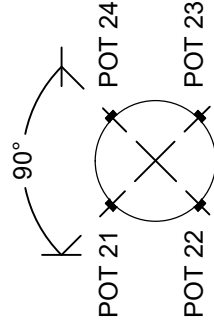
Coupe C-C

Échelle : 1:10



Coupe B-B

Échelle : 1:10



Coupe D-D

Échelle : 1:10

Vue en élévation

Échelle : 1:10

NOTES:

LES DIMENSIONS SONT EN
MM

ÉMISSION POUR:

☐ COMMENTAIRES
☐ APPROBATION
☐ PERMIS
☐ SOUMISSION
☒ CONSTRUCTION 15-12-09

RÉV.	DATE	DESCRIPTION	APPR.
0	15-12-09	Tels que construits	C.P.

SCEAU

DESSINÉ PAR:
C. PLANTE

VÉRIFIÉ PAR:

RÉVISÉ PAR:

ÉCHELLE:

1:10

DATE:

2015-12-09

PROJET:

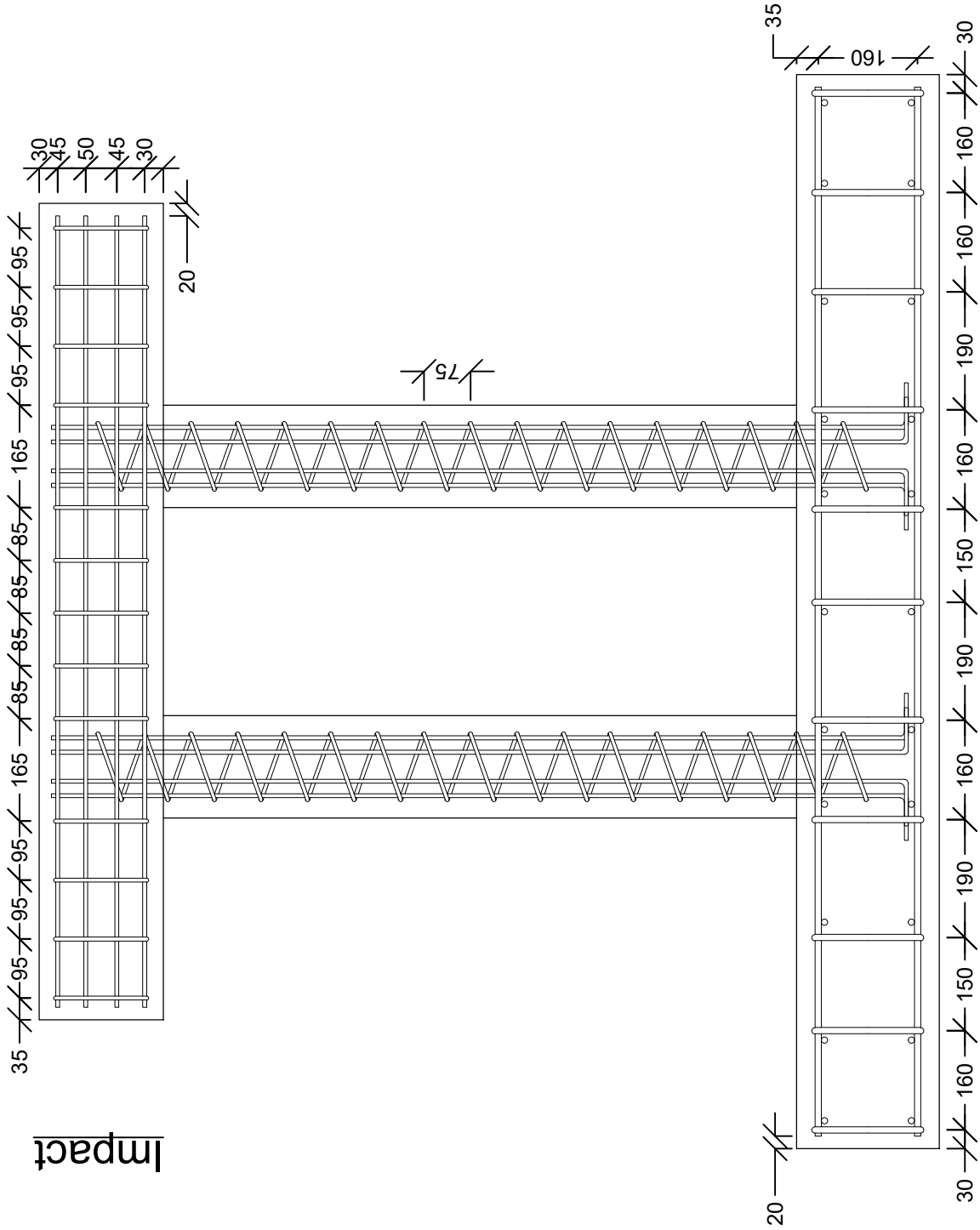
PILE B6

TITRE:

PLANS D'ARMATURE

DESSIN:

S-05



Vue en élévation

Échelle : 1:10

NOTES:

LES DIMENSIONS SONT EN
MM

ÉMISSION POUR:

- | | | |
|----------------------------------|--------------|----------|
| <input type="radio"/> | COMMENTAIRES | |
| <input type="radio"/> | APPROBATION | |
| <input type="radio"/> | PERMIS | |
| <input type="radio"/> | SOUSSION | |
| <input checked="" type="radio"/> | CONSTRUCTION | 15-12-09 |

0	15-12-09	Tels que construits	C.P.
---	----------	---------------------	------

REV.	DATE	DESCRIPTION	APPROV.
------	------	-------------	---------

DESSINÉ PAR:
C. PLANTE

VÉRIFIÉ PAR:

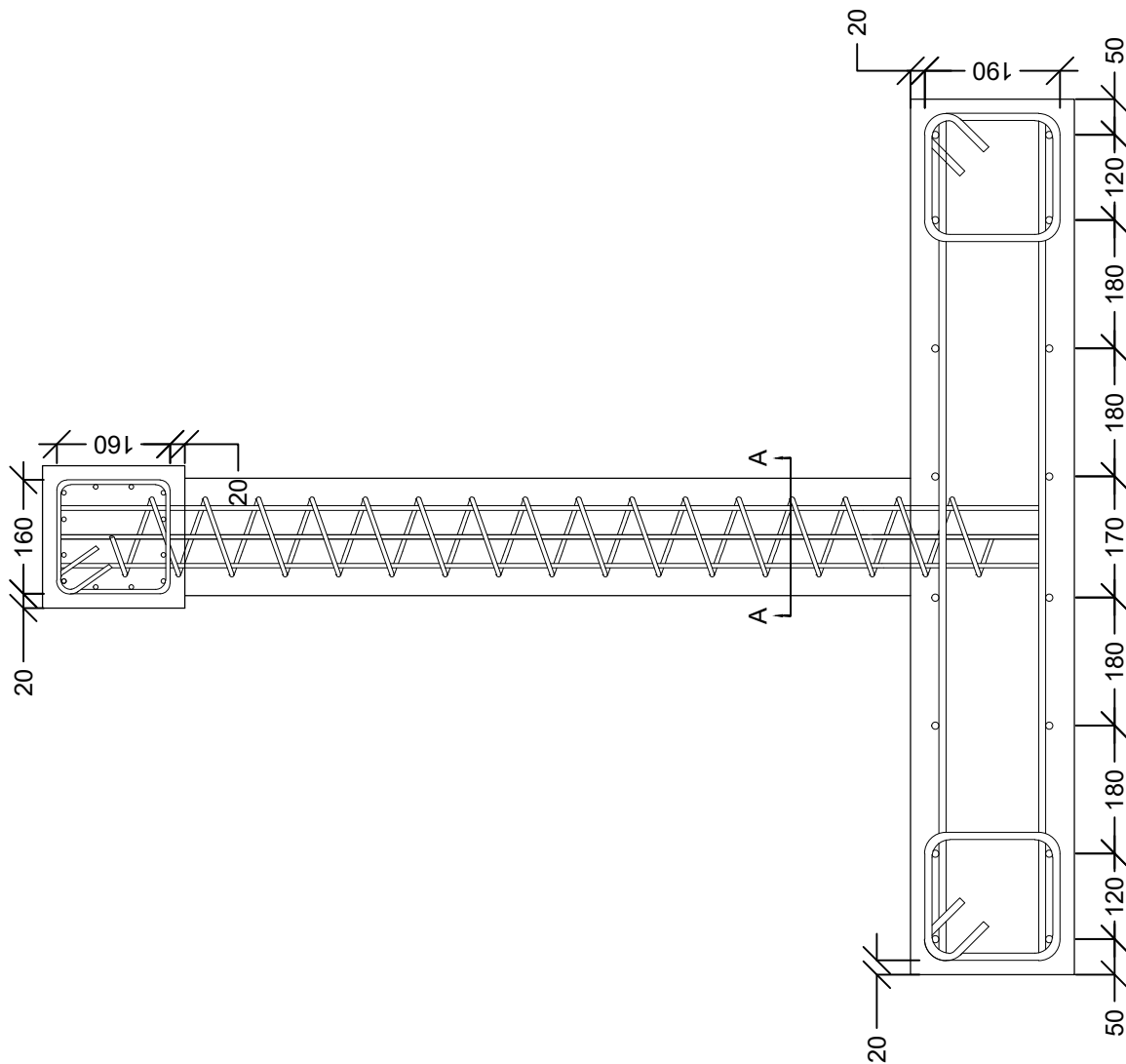
RÉVISÉ PAR:

ÉCHELLE:	DATE:
1:10	2015-12-09

PROJECT:
PILE B6

TITRE:
PLANS D'ARMATURE

DESSIN:
S-06



Vue de côté

Échelle : 1:10

NOTES:

LES DIMENSIONS SONT EN
MM

ÉMISSION POUR:	
<input type="checkbox"/>	COMMENTAIRES
<input type="checkbox"/>	APPROBATION
<input type="checkbox"/>	PERMIS
<input type="checkbox"/>	SOUSSION
<input checked="" type="checkbox"/>	CONSTRUCTION 15-12-09

RÉV.	DATE	DESCRIPTION	APPR
0	15-12-09	Tels que construits	C.P.

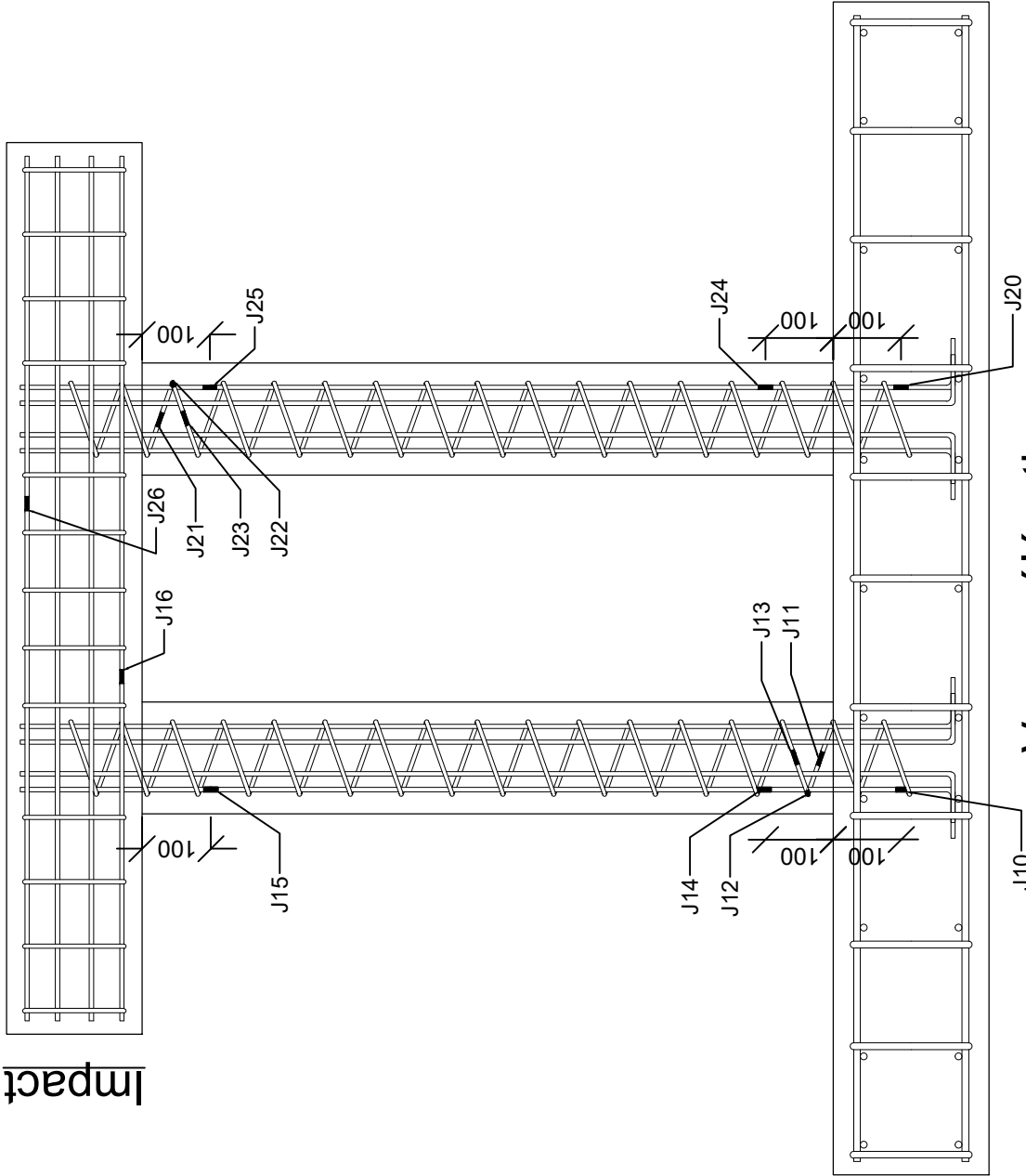
SCEAU	DESSINÉ PAR: C. PLANTE	VÉRIFIÉ PAR:	RÉVISÉ PAR:
-------	---------------------------	--------------	-------------

ÉCHELLE:	DATE:
1:10	2015-12-09

PROJET:
PILE B6

TITRE:
JAUGES SUR L'ARMATURE

DESSIN:
S-08



Vue en élévation
 Échelle : 1:10

NOTES:

LES DIMENSIONS SONT EN
MM

ÉMISSION POUR:

- ☐ COMMENTAIRES
- ☐ APPROBATION
- ☐ PERMIS
- ☐ SOUMISSION
- ☒ CONSTRUCTION 15-12-09

0 15-12-09 Tels que construits C.P.

RÉV. DATE DESCRIPTION APPR

SCEAU

DESSINÉ PAR:

C. PLANTE

VÉRIFIÉ PAR:

RÉVISÉ PAR:

ÉCHELLE:

1:10

DATE:

2015-12-09

PROJET:

PILE B6

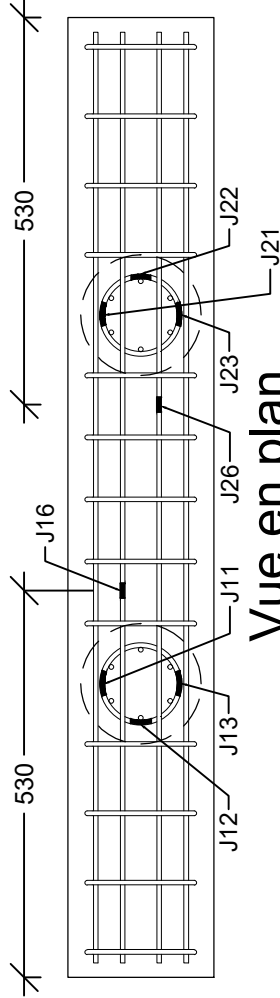
TITRE:

JAUGES SUR L'ARMATURE

DESSIN:

S-09

Impact



Vue en plan

Échelle : 1:10

NOTES:

LES DIMENSIONS SONT EN
MM

ÉMISSION POUR:

- ☐ COMMENTAIRES
- ☐ APPROBATION
- ☐ PERMIS
- ☐ SOUMISSION
- ☒ CONSTRUCTION 15-12-09

0 15-12-09 Tels que construits C.P.

RÉV.	DATE	DESCRIPTION	APPR.

SCEAU

DESSINÉ PAR:
C. PLANTE

VÉRIFIÉ PAR:

RÉVISÉ PAR:

ÉCHELLE:
1:10

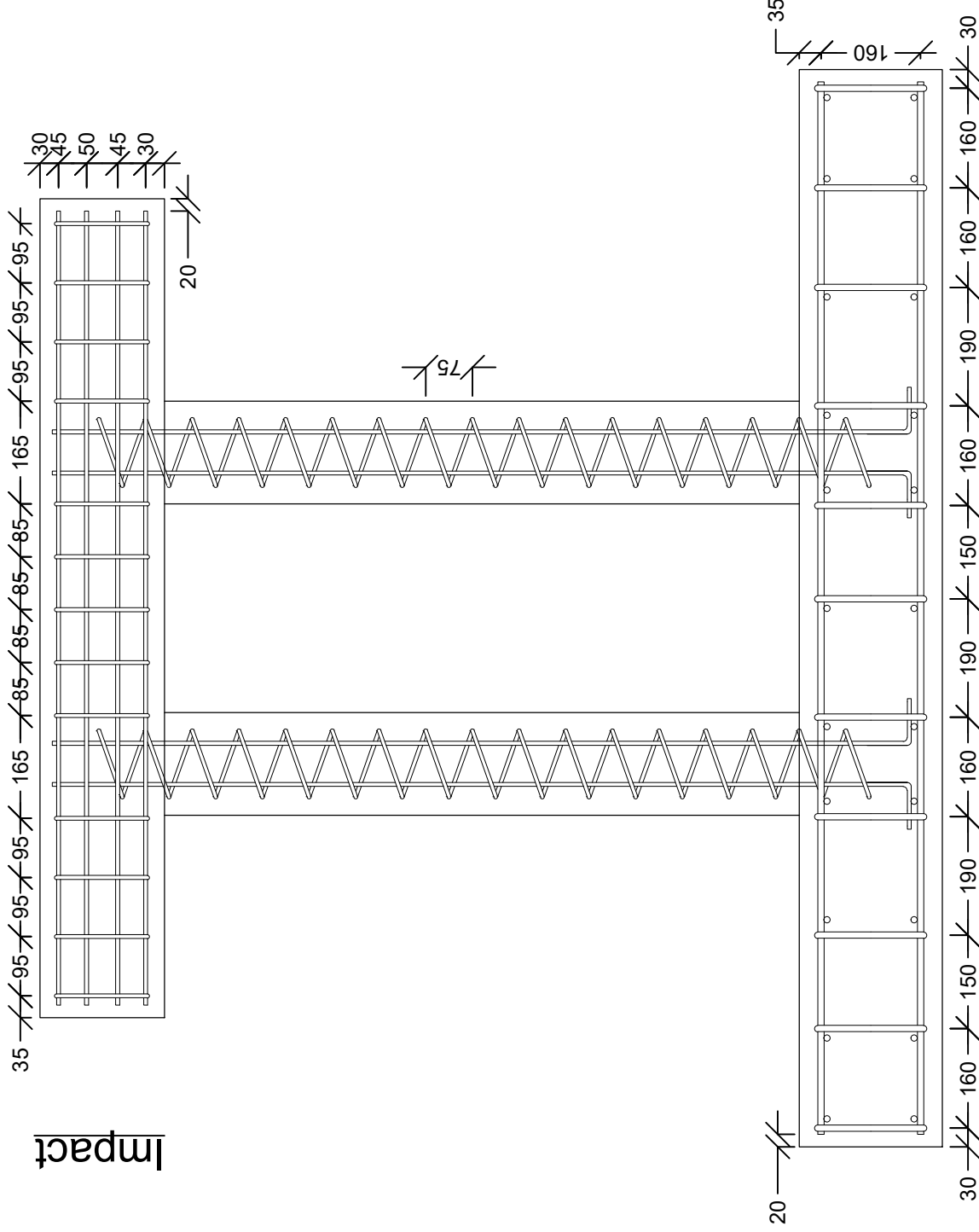
DATE:
2015-12-09

PROJET:
PILE B4

TITRE:

PLANS D'ARMATURE

DESSIN:
S-10



Vue en élévation

Échelle : 1:10

NOTES:

LES DIMENSIONS SONT EN
MM

ÉMISSION POUR:

- ☐ COMMENTAIRES
- ☐ APPROBATION
- ☐ PERMIS
- ☐ SOUMISSION
- ☒ CONSTRUCTION 15-12-09

0 15-12-09 Tels que construits C.P.

RÉV.	DATE	DESCRIPTION	APPR.

SCEAU

DESSINÉ PAR:
C. PLANTE

VÉRIFIÉ PAR:

RÉVISÉ PAR:

ÉCHELLE:

1:10

DATE:

2015-12-09

PROJET:

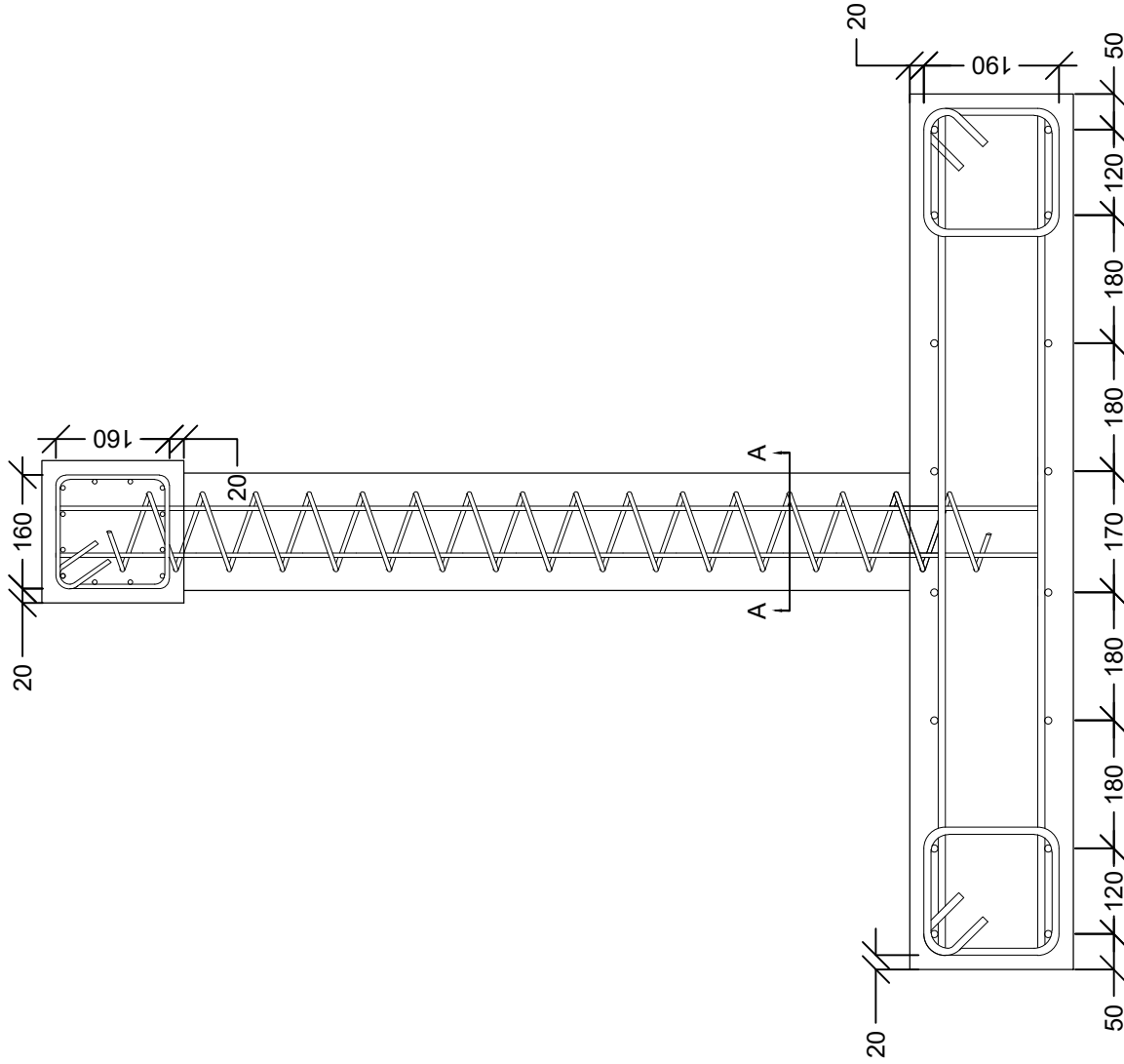
PILE B4

TITRE:

PLANS D'ARMATURE

DESSIN:

S-11



Vue de côté

Échelle : 1:10

NOTES:

LES DIMENSIONS SONT EN
MM

ÉMISSION POUR:

O	COMMENTAIRES
---	--------------

COMMITTEE	
APPROBATION	

O	PERMIS
---	--------

O	SOUSSION
---	----------

●	CONSTRUCTION	15-12-09
---	--------------	----------

0	15-12-09	Tels que construits	C.P.
---	----------	---------------------	------

SCEAU

DESSINÉ PAR:
C. PLANTE

VÉRIFIÉ PAR:

RÉVISÉ PAR:

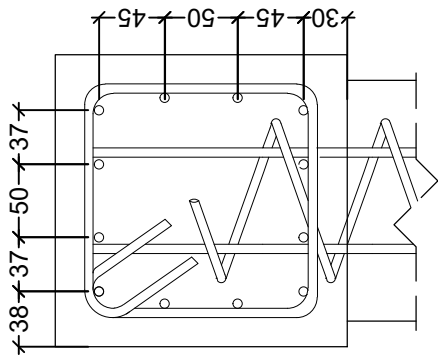
ÉCHELLE:
VARIABLEDATE:
2015-12-09

PROJET:
PILE B4

TITRE:

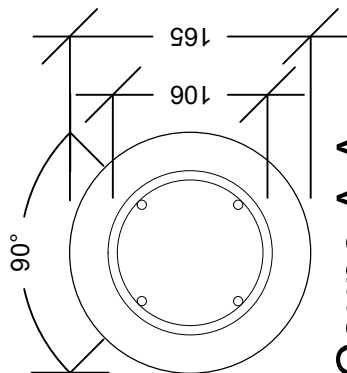
PLANS D'ARMATURE

DESSIN:
S-12



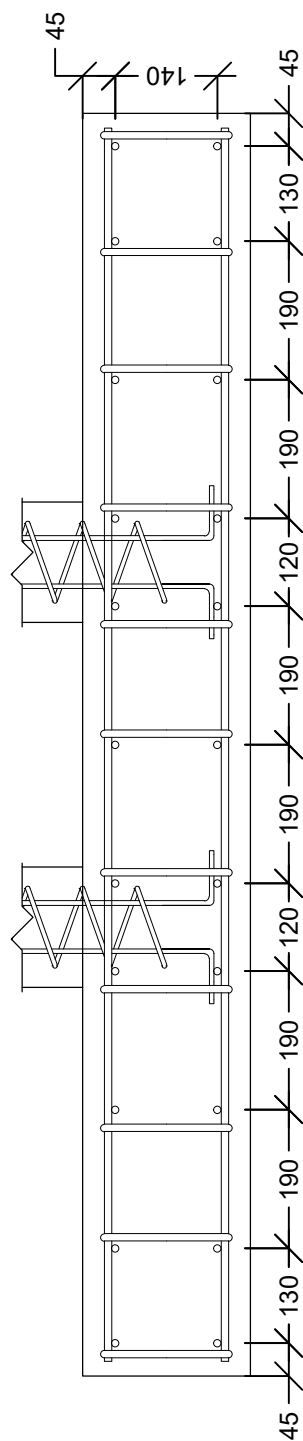
Vue de côté - Chevétre

Échelle : 1:5



Coupe A-A

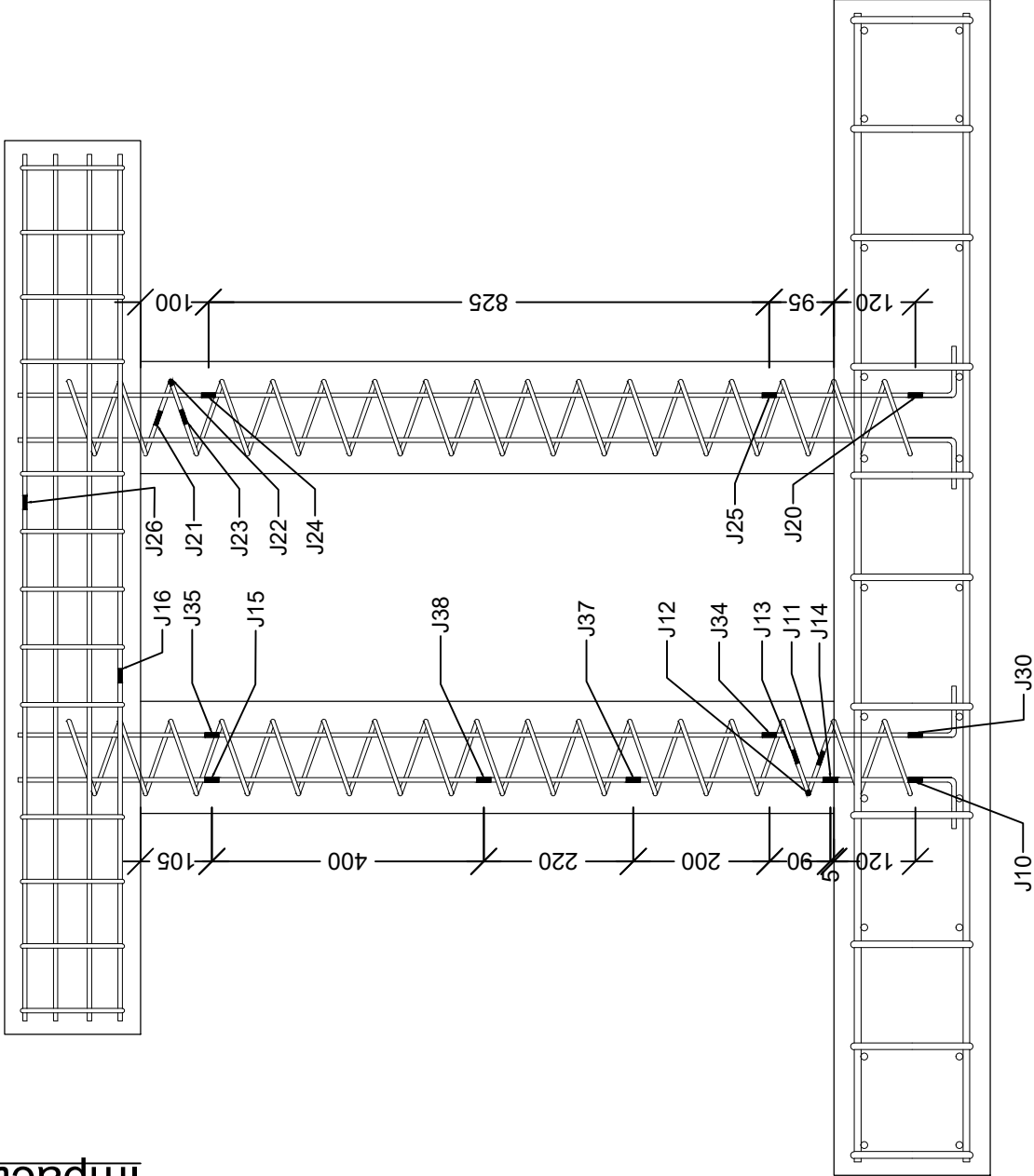
Échelle : 1:5



Vue en élévation - Semelle

Échelle : 1:10

Impact



Vue en élévation

Échelle : 1:10



NOTES:

LES DIMENSIONS SONT EN
MM

ÉMISSION POUR:	
<input type="checkbox"/> COMMENTAIRES	
<input type="checkbox"/> APPROBATION	
<input type="checkbox"/> PERMIS	
<input type="checkbox"/> SOUMISSION	
<input checked="" type="checkbox"/> CONSTRUCTION	15-12-09

0	15-12-09	Tels que construits	C.P.
RÉV.	DATE	DESCRIPTION	APPR

SCEAU	DESSINÉ PAR: C. PLANTE
	VÉRIFIÉ PAR:
	RÉVISÉ PAR:

ÉCHELLE:	DATE:
1:10	2015-12-09

PROJET:
PILE B4

TITRE:
JAUGES SUR L'ARMATURE

DESSIN:
S-13

NOTES:

LES DIMENSIONS SONT EN
MM

ÉMISSION POUR:

- ☐ COMMENTAIRES
- ☐ APPROBATION
- ☐ PERMIS
- ☐ SOUMISSION
- ☒ CONSTRUCTION 15-12-09

0 15-12-09 Tels que construits C.P.

RÉV.	DATE	DESCRIPTION	APPR.

SCEAU

DESSINÉ PAR:
C. PLANTE

VÉRIFIÉ PAR:

RÉVISÉ PAR:

ÉCHELLE:

1:10

DATE:

2015-12-09

PROJET:

PILES B6 ET B4

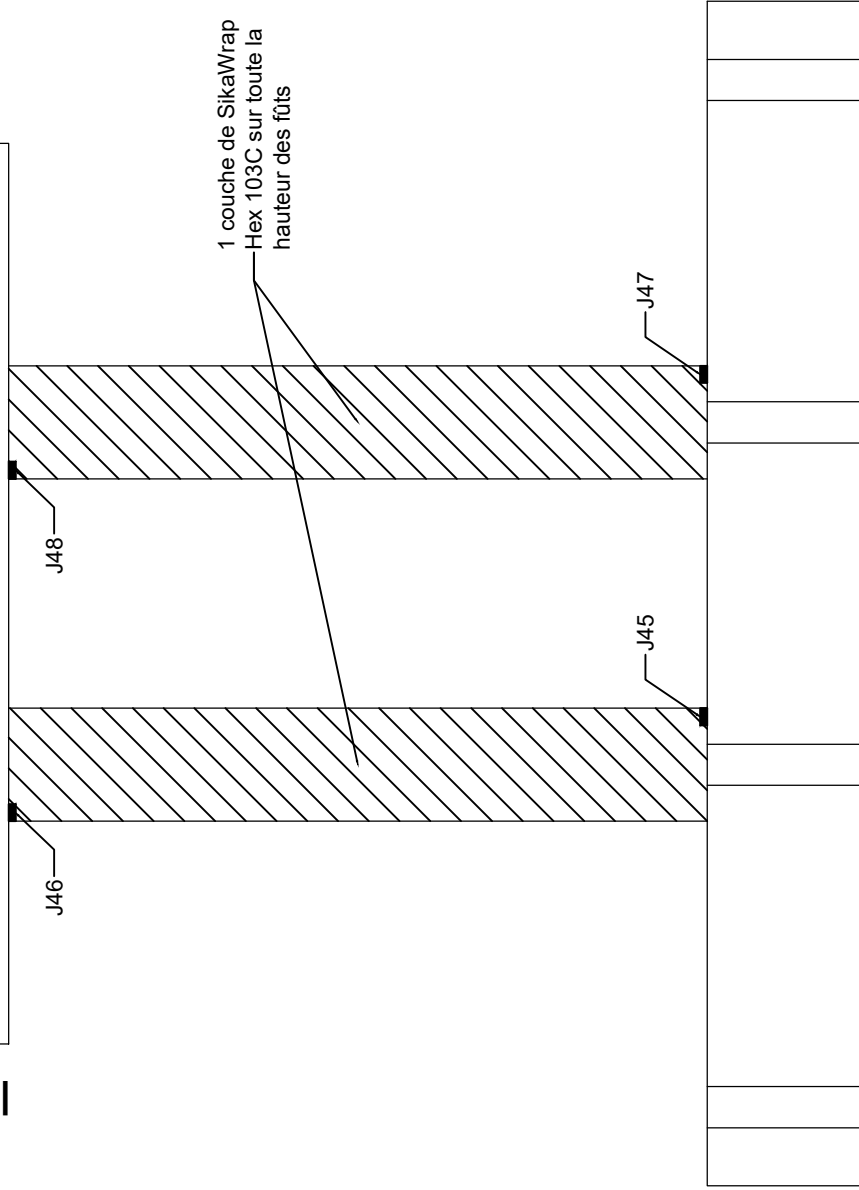
TITRE:

RÉHABILITATION

DESSIN:

S-15

Impact



Vue en élévation

Échelle : 1:10

Bibliographie

- [1] R. BAIRRAO et T. VAZ, Shaking table testing of civil engineering structures - the Inec 3d simulator experience. *12th World Conference on Earthquake Engineering*, (2129):8, 2000.
- [2] S. BALA, Tie-break contacts in ls-dyna. *Livermore Software*, p. 33, 2007.
- [3] T. BELYTSCHKO, J. S.-J. ONG, W. K. LIU et J. M. KENNEDY, Hourglass control in linear and nonlinear problems. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 43(3):251 – 276, 1984.
- [4] M. BOUCHER-TRUDEAU, *Comportement en flexion composée de poteaux circulaires en béton armé confinés par des polymères renforcés de fibre de carbone (PRFC)*. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, 2010.
- [5] M. BRACKIN, A. ABU-ODEH, C. BUTH, W. WILLIAMS, G. FRY et G. FREEBY, Impact forces from heavy-vehicle collisions with bridge piers. *Transportation Research Record*, (2313):42 – 51, 2012.
- [6] L. BUI, *Static versus dynamic structural response of bridge piers to barge collision loads*. Thèse de doctorat, University of Florida, 2005.
- [7] C. BUTH, W. WILLIAMS, M. BRACKIN, D. LORD, S. GEEDIPALLY et A. ABU-ODEH, Analysis of large truck collisions with bridge piers : Phase 1. report of guidelines for designning brudges piers and abutments for vehicle collisions. *Texas Department of Transportation*, (FHWA/TX-10/9-4973-1):186, 2010.
- [8] G. CAMPIONE et N. MIRAGLIA, Strength and strain capacities of concrete compression members reinforced with frp. *Cement and Concrete Composites*, 25(1):31 – 41, 2003.
- [9] A. canadienne de NORMALISATION, C. canadien des NORMES et C. canadien des normes STAFF, *Code Canadien Sur le Calcul des Ponts Routiers*. Norme ACNOR. CSA International, 2006.
- [10] C. canadienne des codes du bâtiment et de prévention des INCENDIES, C. national de recherches Canada. Institut de recherche en CONSTRUCTION et I. for Research in CONSTRUCTION (CANADA), *Code national du batiment, Canada, 2010*. NRC (Collection). Conseil national de recherches Canada, Institut de recherche en construction, 2010.
- [11] G. R. CONSOLAZIO, R. A. COOK et M. MCVAY, *Barge Impact Testing of the St. George Island Causeway Bridge ; Phase III : Physical Testing and Data Interpretation*. Thèse de doctorat, University of Florida, 2006.
- [12] G. R. CONSOLAZIO et D. R. COWAN, Nonlinear analysis of barge crush behavior and its relationship to impact resistant bridge design. *Computers and Structures*, 81(8-11):547 – 557, 2003.
- [13] G. R. CONSOLAZIO et D. R. COWAN, Numerically efficient dynamic analysis of barge collisions with bridge piers. *Journal of Structural Engineering*, 131(8):1256 – 1266, 2005.
- [14] D. R. COWAN, *Development of time-history and response spectrum analysis procedures for determining bridge response to barge impact loading*. Thèse de doctorat, University of Florida, 2007.

- [15] J. CRAWFORD, Y. WU, H.-J. CHOI, J. MAGALLANES et S. LAN, *Use and validation of the release III K&C concrete material model in LS-Dyna*. Karagozian & Case, Glendale, CA, USA, 2012.
- [16] M. T. DAVIDSON, G. R. CONSOLAZIO et D. J. GETTER, Dynamic amplification of pier column internal forces due to barge-bridge collision. *Transportation Research Record*, (2172):11 – 22, 2010.
- [17] S. EL-TAWIL, E. SEVERINO et P. FONSECA, Vehicle collision with bridge piers. *Journal of Bridge Engineering*, 10(3):345 – 353, 2005.
- [18] W. FAN et W. YUAN, Shock spectrum analysis method for dynamic demand of bridge structures subjected to barge collisions. *Computers & Structures*, 90-91:1 – 12, 2012/01/.
- [19] D. J. GETTER, G. R. CONSOLAZIO et M. T. DAVIDSON, Equivalent static analysis method for barge impact-resistant bridge design. *Journal of Bridge Engineering*, 16(6):718 – 727, 2011.
- [20] J. O. HALLQUIST, *LS-Dyna ; Theory Manual*. Livermore Software Technology Corporation, 2006.
- [21] K. A. HARRIES et G. KHAREL, Experimental investigation of the behavior of variably confined concrete. *Cement and Concrete Research*, 33(6):873 – 880, 2003.
- [22] J. L. HENDRIX, *Dynamic analysis techniques for quantifying bridge pier response to barge impact loads*. Thèse de doctorat, University of Florida, 2003.
- [23] M. JEAN, *Analyse des états limites d'une pile de pont renforcée à l'aide de matériaux composites (PRF)*. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, 2012.
- [24] B. JIN et H. WU, Seismic response analysis of cfrp retrofitted rc columns. p. 2546 – 2549, Inner Mongolia, China, 2011.
- [25] L. LAM et J. TENG, Design-oriented stress-strain model for frp-confined concrete. vol. 17, p. 471 – 489, 2003.
- [26] L. LANDRY-MICHAUD, *Conception, construction et validation d'un mécanisme nouveau permettant d'effectuer des essais hybrides en temps réel contrôlés en force avec un vérin hydraulique*. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, 2015.
- [27] S. LIVERMORE, Ls-dyna, ls-opt, ls-prepost ; applications & capabilities, June Mis en ligne en 2009, consulté en 2014.
- [28] J. MANDER, M. PRIESTLEY et R. PARK, Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering New York, N.Y.*, 114(8):1804 – 1826, 1988.
- [29] C. MC90, Design of concrete structures. ceb-fip model code 1990, 1993.
- [30] A. A. of STATE HIGHWAY et T. OFFICIALS, *AASHTO LRFD Bridge Design Guide Specifications for GFRP-reinforced Concrete Bridge Decks and Traffic Railings*. American Association of State Highway and Transportation Officials, 2009.
- [31] J. PAIK et A. THAYAMBALLI, *Ultimate Limit State Design of Steel-Plated Structures*. John Wiley & Sons, 2003.
- [32] P. PAULTRE, *Dynamique des structures : application aux ouvrages de génie civil*. Collection Génie civil. Lavoisier, 2005.
- [33] S. PESSIKI, K. A. HARRIES, J. T. KESTNER, R. SAUSE et J. M. RICLES, Axial behavior of reinforced concrete columns confined with frp jackets. *Journal of Composites for Construction*, 5(4):237 – 245, 2001.

- [34] R. REALFONZO et A. NAPOLI, Concrete confined by frp systems : Confinement efficiency and design strength models. *Composites Part B : Engineering*, 42(4):736 – 55, 2011/06/.
- [35] M. REZAIEE-PAJAND et J. ALAMATIAN, The dynamic relaxation method using new formulation for fictitious mass and damping. *Structural Engineering and Mechanics*, 34(1):109 – 133, 2010.
- [36] D. ROBINSON et G. PRATT, Force controllable hydro-elastic actuator. *Proceedings 2000 ICRA. Millennium Conference. IEEE International Conference on Robotics and Automation. Symposia Proceedings (Cat. No.00CH37065)*, vol.2:1321 – 7, 2000/.
- [37] N. ROY, P. PAULTRE et J. PROULX, Performance-based seismic retrofit of a bridge bent : Design and experimental validation. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 37(3):367 – 379, 2010.
- [38] L. SCHWER, S. KEY, T. PUCIK et L. BINDEMAN, An assessment of the ls-dyna hourglass formulations via the 3d patch test. *5th European LS-DYNA Users Conference*, 2005.
- [39] L. SCHWER et L. MALVAR, Simplified concrete modeling with *mat_concret_damage_rel3. *LS-Dyna Anwenderforum*, 2005.
- [40] F. SETTECASI, *Modélisation par éléments finis de l'impact d'un camion sur une pile de pont*. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, 2017.
- [41] S. T. SMITH, S. J. KIM et H. ZHANG, Behavior and effectiveness of frp wrap in the confinement of large concrete cylinders. *Journal of Composites for Construction*, 14(5):573 – 582, 2010.
- [42] E. ST-GEORGES, *Étude expérimentale de colonnes de ponts en béton armé réhabilitées avec matériaux composites dans un contexte sismique*. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, 2006.
- [43] B. TANG, Frp composites technology brings advantages to the american bridge building industry. *2nd International Workshop on Structural Composites for Infrastructure Applications*, p. 16 – 18, 2003/12.
- [44] J. TENG, T. JIANG, L. LAM et Y. LUO, Refinement of a design-oriented stress-strain model for frp-confined concrete. *Journal of Composites for Construction*, 13(4):269 – 278, 2009.
- [45] J. TENG et L. LAM, Behavior and modeling of fiber reinforced polymer-confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 130(11):1713 – 1723, 2004.
- [46] R. TREMBLAY, N. DION, C. LAMARCHE et M. LECLERC, Simulations hybrides en temps réel sur ponts équipés de systèmes de protection sismique fabriqués au québec. *17e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art*, 2010.
- [47] K. WARDHANA et F. C. HADIPRIONO, Analysis of recent bridge failures in the united states. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 17(3):144 – 150, 2003.
- [48] M. WILLIAMS, Real-time hybrid testing in structural dynamics. *5th Australasian Congress on Applied Mechanics*, 2007.
- [49] Y. WU, J. CRAWFORD et J. MAGALLANES, Performance of ls-dyna concrete constitutive models. *12th International LS-DYNA Users Conference*, 2012.
- [50] B. ZAPIRAIN, La benne relevée d'un camion provoque l'effondrement d'une passerelle sur la route 132». *Journal de Montréal*, 2015/02/10.